

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



“DISEÑO DE UN PABELLÓN DE AULAS DE UN COLEGIO”

Tesis para obtener el título profesional de ingeniero civil

AUTOR

LUIS CARLOS HERNÁNDEZ PINGLO

ASESOR:

MG.ING. GIAN FRANCO ANTONIO OTTAZZI PASINO

Lima, Abril, 2022

Resumen

El siguiente informe presenta el análisis y diseño estructural en concreto armado del pabellón típico de un colegio ubicado en el distrito de Lince, en la provincia de Lima. El pabellón es de cuatro pisos; cada pabellón cuenta con un pasadizo que une los diferentes ambientes y pabellones que conforman el colegio. Las dimensiones del pabellón son de 10 metros de ancho y 31.65 metros de largo con un área de 316.5m² de planta prácticamente rectangular.

El suelo sobre el cual se apoya la cimentación es una grava pobremente graduada característica de la zona centro de Lima. El estudio indica que el suelo posee una capacidad portante de 4kg/cm².

La edificación posee una estructura de pórticos y muros de concreto armado. En la dirección Y-Y los muros de corte son los elementos que principalmente resistirán las cargas de sismo y en la dirección X-X las recibirán los pórticos. A continuación, se lista la secuencia de actividades realizadas en esta investigación.

Secuencia:

- a) Definición de la arquitectura.
- b) Pre dimensionamiento de los elementos estructurales.
- c) Definición de materiales, resistencias y cargas a utilizar.
- d) Definición de parámetros sísmicos como zonificación, categoría, factor de amplificación sísmica, parámetro de sitio, peso y coeficiente de reducción según la Norma de diseño sismorresistente E.030.
- e) Elaboración de modelos para análisis estático y dinámico de la estructura.
- f) Diseño de los elementos estructurales según la Norma de concreto armado E.060.
- g) Comentarios y conclusiones.

Tabla de contenidos

Capítulo 1 - Generalidades	1
1.1 Características principales de la edificación.....	1
1.2 Descripción de la arquitectura del proyecto.....	1
1.3 Normas a utilizar.....	5
1.4 Aspectos generales del diseño en concreto armado:	5
1.5 Propiedades mecánicas de los elementos utilizados en el diseño	7
1.6 Cargas utilizadas	7
1.7 Características de los elementos no estructurales del proyecto	8
Capítulo 2 - Predimensionamiento y estructuración:	9
2.1 Losas de techo	9
2.2 Vigas.....	9
2.3 Columnas	9
2.4 Muros de corte	10
2.5 Escaleras.....	10
2.6 Plano de estructuración de la planta típica	11
Capítulo 3 - Análisis sísmico	12
3.1 Parámetros sísmicos de edificación de acuerdo a la Norma E.030	12
3.2 Masa sísmica.....	15
3.3 Procedimientos de análisis sísmico.....	15
3.4 Análisis estático o de fuerzas equivalentes:	15
3.5 Análisis dinámico modal espectral	17
3.6 Análisis de irregularidades en planta y altura	19
3.7 Analisis dinámico traslacional	24
3.8 Comparación entre los diversos análisis estáticos y dinámicos	24
3.9 Derivas máximas de entrepiso y junta sísmica.....	25
Capítulo 4 - Diseño de losas	27

4.1	Modelos de metrados y análisis estructural para cargas de gravedad	27
4.2	Procedimiento de diseño	28
4.3	Ejemplos de diseño	30
Capítulo 5 - Diseño de vigas		35
5.1	Modelos y metrados para el análisis estructural	35
5.2	Procedimientos de diseño	36
5.3	Ejemplo de diseño	37
Capítulo 6 - Diseño de columnas		53
6.1	Procedimientos de diseño	53
6.2	Ejemplo de diseño	53
Capítulo 7 - Diseño de placas		66
7.1	Modelo, metrados y análisis estructural	66
7.2	Procedimiento de diseño	66
7.3	Ejemplo de diseño:	67
Capítulo 8 - Diseño de cimentaciones		74
8.1	Modelo, metrados y análisis estructural	74
8.2	Procedimiento de diseño	74
8.3	Ejemplo de diseño	77
Capítulo 9 - Diseño de escaleras.....		82
9.1	Metrados, modelos y análisis estructural	82
9.2	Procedimiento de diseño	82
9.3	Ejemplo de diseño	83
Capítulo 10 - Comentarios y Conclusiones:.....		86
Capítulo 11 - Bibliografía		87

Índice de tablas

Tabla 1.	Resistencia de los materiales en la estructura del proyecto.	7
Tabla 2.	Cargas muertas y vivas.....	8
Tabla 3.	Predimensionamiento de losas aligeradas.	9
Tabla 4.	Masas sísmicas por piso.....	15
Tabla 5.	Resumen de parámetros.....	16
Tabla 6.	Resultados de fuerzas del análisis estático en la dirección X-X.....	17
Tabla 7.	Resultados de fuerzas en Y-Y	17
Tabla 8.	Modos de vibración del a estructura.....	19
Tabla 9.	Rigidez de entrepiso en Y-Y.....	21
Tabla 10.	Rigidez de entrepiso en X-X.	21
Tabla 11.	Desplazamientos máximos de entrepiso X-X.....	23
Tabla 12.	Comparación de cortantes y factor de amplificación.....	24
Tabla 13.	Comparación de periodos y masa participante	25
Tabla 14.	Deriva máxima de entrepiso	25
Tabla 15.	Cantidades de aceros máximos y mínimos para losas aligeradas típicas.....	30
Tabla 16.	Resultados de diseño en salón de clases	32
Tabla 17.	Resultados de diseño en pasadizo	34
Tabla 18.	Resultados de diseño en viga VP-101.	39
Tabla 19.	Resultados de diseño por cortante.....	43
Tabla 20.	Cálculos de estribos de confinamiento.....	44
Tabla 21.	Diseño de viga VP-107	47
Tabla 22.	Diseño por cortante de la viga VP-107	50
Tabla 23.	Lineamientos de la norma para VP-107.....	51
Tabla 24.	Datos de predimensionamiento de acero en columna C02.	55
Tabla 25.	Cargas en columna C02:.....	56
Tabla 26.	Combinaciones de cargas en columna C02:	57
Tabla 27.	Resultados de requisitos de la norma para estribos de confinamiento.....	58
Tabla 28.	Cargas en columna C03:.....	62
Tabla 29.	Combinación de cargas en columna C03:	62
Tabla 30.	Diseño por cortante en columna C03:	64

Tabla 31.	Fuerzas en placa PL2.	69
Tabla 32.	Combinación de cargas en PL2.	69
Tabla 33.	Cargas en PL2 en dirección Y.	70
Tabla 34.	Combinación de cargas en PL2 en dirección Y.....	70
Tabla 35.	Datos de la zapata aislada Z02.....	78
Tabla 36.	Cargas en Z02.....	78
Tabla 37.	Predimensionamiento de la zapata.	79
Tabla 38.	Combinación de cargas de la zapata Z-02.	80



Índice de figuras

Figura 1.	Planta de arquitectura.	2
Figura 2.	Elevación frontal de la edificación.	3
Figura 3.	Elevación posterior de la edificación.	4
Figura 4.	Esquema de análisis para sección rectangular.	6
Figura 5.	Plano de estructuración básica.	11
Figura 6.	Mapa de zona sísmica.	13
Figura 7.	Planta de la estructura modelada en ETABS.	18
Figura 8.	Resultados para los desplazamientos relativos en la dirección Y.	23
Figura 9.	Esquema de análisis para secciones T.	28
Figura 10.	Esquema para el análisis por Hardy Cross.	29
Figura 11.	Factores para los momentos flectores según el método de coeficientes (6 tramos).	29
Figura 12.	Factores por cortante por el método de coeficientes (6 tramos).	30
Figura 13.	Diagrama de momento flector y fuerza cortante obtenidos por el método de Hardy Cross.	31
Figura 14.	Figura 17. Resultados obtenidos con el método de coeficientes.	33
Figura 15.	Requisitos especiales de la Norma de concreto para vigas que conforman pórticos.	37
Figura 16.	Ubicación en planta de la viga VP 101.	37
Figura 17.	Momentos flectores de viga VP-101.	38
Figura 18.	Cortantes en viga VP-101.	39
Figura 19.	Esquema para diseño por capacidad.	41
Figura 20.	Armadura de viga VP-101.	45
Figura 21.	Ubicación en planta de viga VP-107.	46
Figura 22.	Diagrama de momentos flectores de la viga VP-107.	47
Figura 23.	Cortante de viga VP-03.	48
Figura 24.	Esquema para el diseño por capacidad de vigas.	49
Figura 25.	Armadura de acero de viga VP-107.	52
Figura 26.	Ubicación de columna C-02.	54
Figura 27.	Sección de columna C-02.	54

Figura 28.	Armadura de acero de columna C-02.....	59
Figura 29.	Sección de la columna C-03.....	60
Figura 30.	Armadura de acero de la columna C-03.....	65
Figura 31.	Distribución de acero de la placa PL-01.....	68
Figura 32.	Armadura de acero de placa PL-02.....	73
Figura 33.	Esquema de dimensiones de zapata.....	75
Figura 34.	Esquema de cortante por punzonamiento para zapatas.....	76
Figura 35.	Esquema de cortante para zapatas.....	77
Figura 36.	Esquema para el diseño de la zapata de la columna C-02 ubicada en los ejes 2 y F.....	78
Figura 37.	Armadura de zapata C-02.....	81
Figura 38.	Modelo estructural escalera.....	82
Figura 39.	Momentos flectores de escalera.....	84
Figura 40.	Armadura de escalera.....	85

Lista de símbolos

k	= Rigidez
m	= Masa
T	= Periodo de Vibración
ϵ_{cu}	=deformación unitaria máxima utilizable del concreto
R_n	=Resistencia nominal
R_u	=Resistencia ultima
Φ	=Factor de reducción de resistencia
U	=resistencia ultima, combinación de cargas.
P_n	=resistencia nominal axial
f'_c	=resistencia o calidad del concreto
f_y	=resistencia o calidad del acero
A_g	=área de la sección no agrietada
A_{sb}	=Acero balanceado
Δt	=Deformación unitaria total

A_{st}	=Acero total
P_{on}	=resistencia axial en compresión pura
P_u	=Fuerza axial amplificada
M_u	=Momento amplificado
a	=profundidad del bloque equivalente de compresiones
β	=factor de reducción de c
c	=altura del eje neutro
C_c	=fuerza de compresión del concreto
T	=fuerza de tracción del acero
A_s	=Acero positivo o negativo
d	=peralte efectivo de la sección
ϵ_s	=deformación unitaria del acero
ϵ_y	=deformación de fluencia del acero
c_b	=altura del eje neutro de la falla balanceada
z	=factor de zona
U	=factor de uso
C	=factor de amplificación sísmica
S	=factor de amplificación del suelo
P	=peso de la estructura
h_n	=altura de la estructura
T	=Periodo de vibración
w_u	=carga última
V	=Fuerza cortante
M	=Momento flector
s	=separación de estribos
A_v	=área efectiva de estribos

Capítulo 1 - Generalidades

1.1 Características principales de la edificación

La distribución de los elementos estructurales de esta edificación forma un sistema de muros en la dirección Y-Y y un sistema de pórticos robustos en la dirección X-X con columnas en forma de T. En la dirección Y-Y dos muros en los extremos son los encargados de ofrecer la rigidez y resistencia requerida casi en su totalidad, en la dirección X-X la rigidez la ofrecen las columnas robustas.

La categoría de la edificación es A2 por ser una estructura que servirá como centro educativo y no presentará irregularidades en planta ni altura. La tabiquería encargada de separar los ambientes no constituye parte de la estructura de la edificación, ya que estará debidamente aislada mediante juntas.

1.2 Descripción de la arquitectura del proyecto

La edificación se encuentra ubicada en el distrito de Lince, provincia de Lima. El proyecto consta de pabellones que conforman las aulas y ambientes administrativos. Los pabellones de aulas tienen tres salones de clase por piso, un pasadizo y escaleras que unen los cuatro niveles de la edificación. Las dimensiones de estas aulas son de 8.75x6.5 metros y son separadas por muros de ladrillo macizo. La altura de cada nivel del pabellón es de 3.5 metros de piso a piso, teniendo 14 metros de altura en total. En las aulas tenemos puertas de 2.2 metros de altura, ventanas altas sobre muros de 2.2 m de alto hacia el pasadizo y ventanas sobre parapetos de 1.2m de altura hacia el exterior que se encargarán de recibir luz natural. El pasadizo que une los pabellones tiene un ancho de 2.75 metros libres garantizando la accesibilidad y el libre tránsito y encontramos barandas metálicas de 0.9 metros de altura sobre un sardinel de concreto de 0.15m que aportarán la seguridad correspondiente.

La siguiente figura presenta la planta típica de arquitectura:

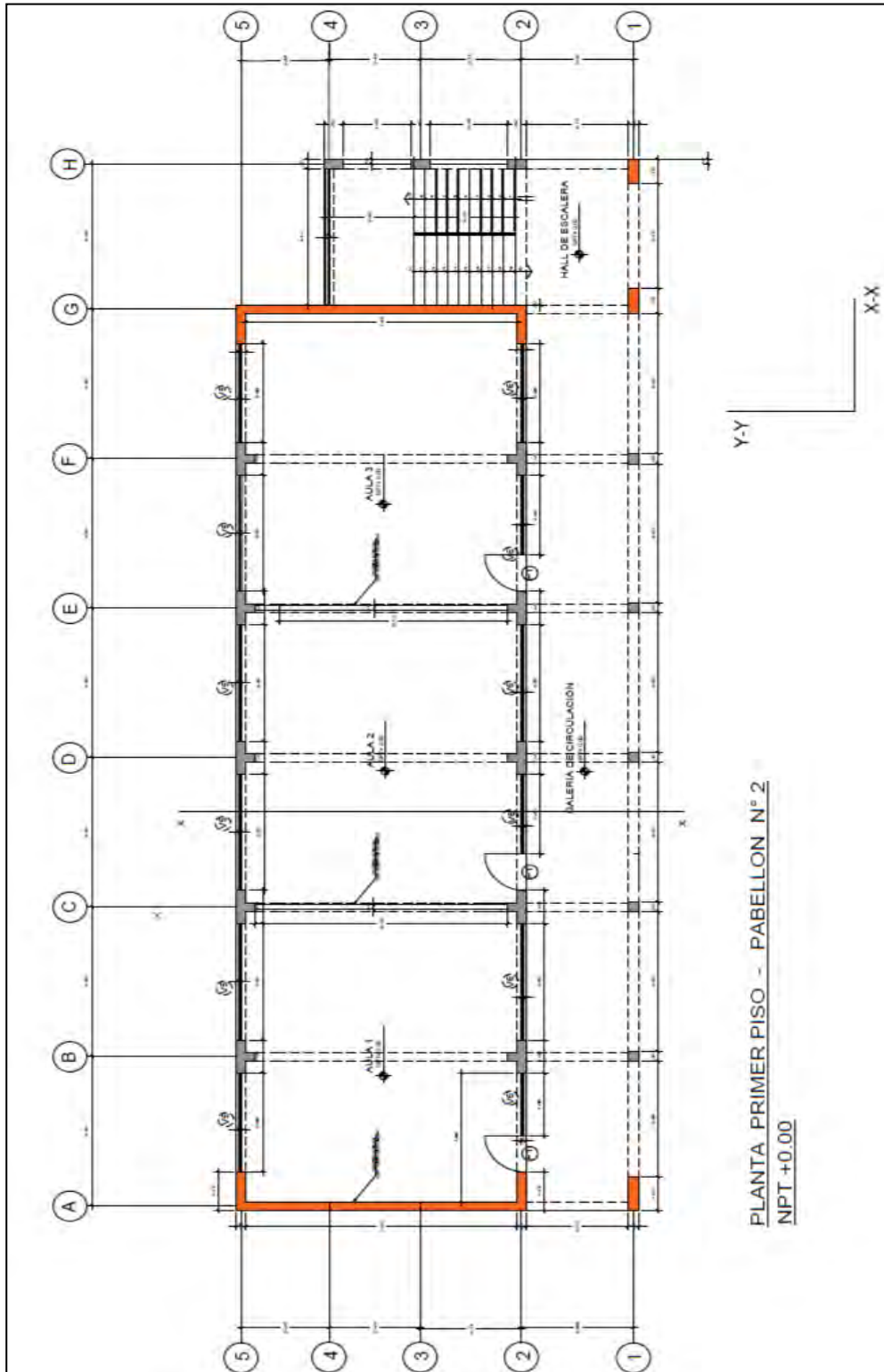
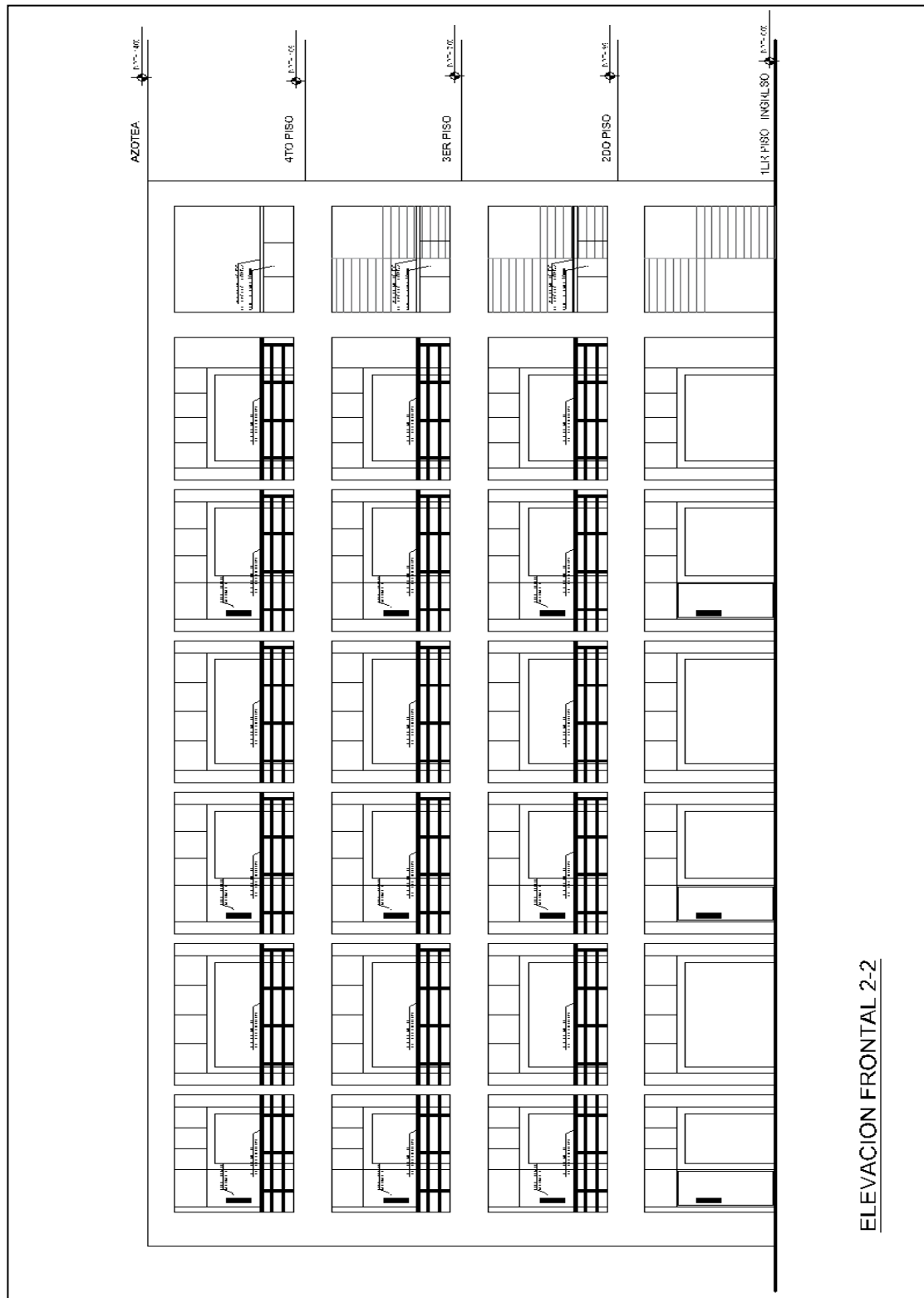


Figura 1. *Planta de arquitectura.*
Fuente propia.

La Figura 2 presenta la elevación frontal:



*Figura 2. Elevación frontal de la edificación.
Fuente propia.*

Y la figura 3 presenta la elevación posterior:

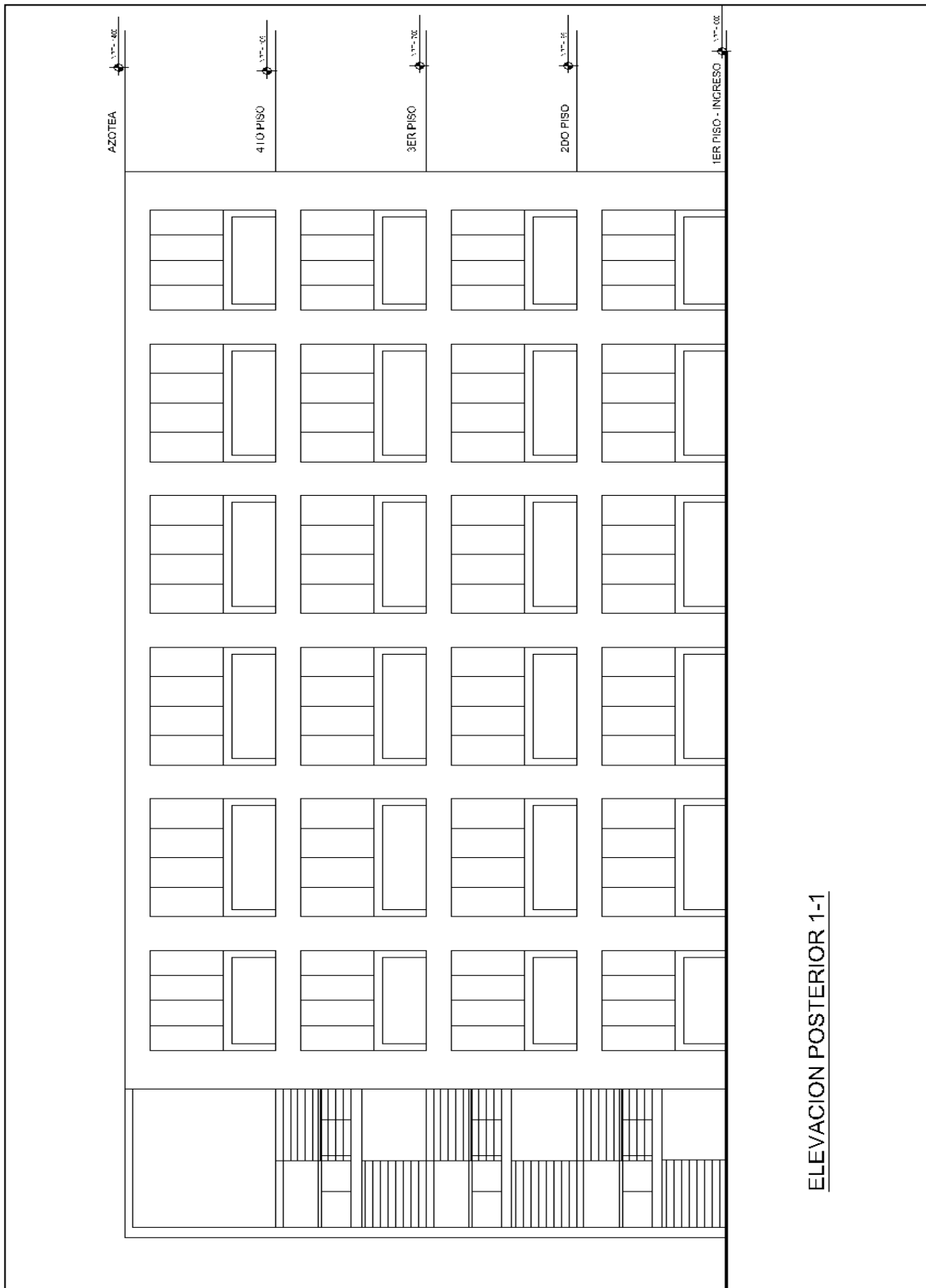


Figura 3. Elevación posterior de la edificación.
Fuente propia

1.3 Normas a utilizar

El ente responsable de dictar las normas que presentan los procedimientos y consideraciones a tomar para diseñar los elementos estructurales del proyecto con la seguridad para garantizar el correcto desempeño de este ante cargas de gravedad, cargas sísmicas, cargas por vientos, etc. es el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento del Perú. Las normas que se usarán en este trabajo serán:

- a) Norma E.020 Cargas (2006).
- b) Norma E.060 Concreto Armado (2009).
- c) Norma E.030 Diseño sismorresistente (2018).
- d) Norma E.070 Albañilería (2006).

1.4 Aspectos generales del diseño en concreto armado:

La norma E.060 de concreto armado publicada por el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento nos indica que a “la sección de concreto armado a diseñar se le debe dotar de una resistencia de diseño(ΦR_n) mayor a la resistencia “última” calculada amplificando las solicitaciones por los factores de carga correspondientes. Dónde la ecuación a cumplirse es: (ΦR_n) \geq (R_u)” (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2009: 65).

En la cual Φ es el factor de reducción presentado en la norma y su valor depende del tipo de falla, de la solicitación y de la importancia del elemento estructural. R_u es la demanda última la cual es calculada con los factores de amplificación que sean los pertinentes para el tipo de cargas y análisis requerido.

En la figura 4 se presenta el esquema de una sección rectangular donde se podrá observar cómo se deducen las ecuaciones de análisis y diseño del elemento tomando en cuenta las hipótesis básicas mencionadas en la norma de concreto E.060. se muestra el esquema de análisis dónde podemos observar el bloque de compresiones, la deformación de agotamiento del concreto y la hipótesis de secciones planas:

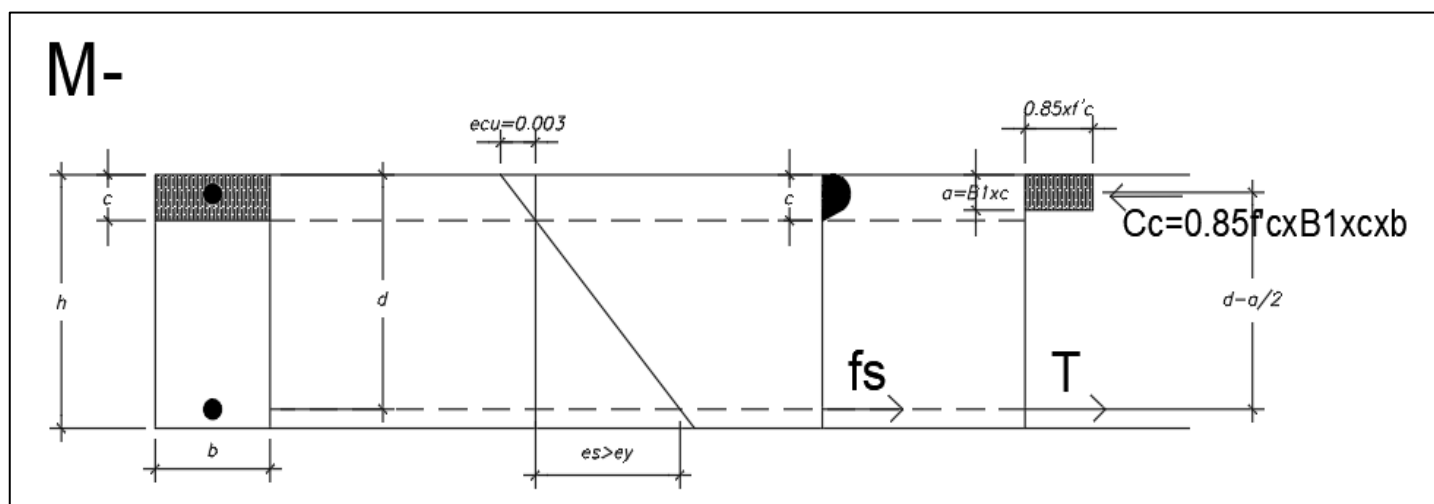


Figura 4. Esquema de análisis para sección rectangular.
Adaptado de “Apuntes del curso concreto armado 1”, de Ottazzi, G. (2018), p. 152, Lima, Perú: Facultad de ciencias e ingeniería.

De este esquema podemos deducir las ecuaciones que predicen la resistencia de una sección rectangular sometida a flexión despejando:

$$a = A_s * f_y / (0.85 * f'_c * b)$$

$$\Phi * Mn = \Phi * A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$\Phi Mn = Cc \left(d - \frac{a}{2}\right) = \Phi * 0.85 * f'_c * b * a * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Y para la metodología que se ha utilizado en el diseño de todas las secciones en flexión se ha usado la siguiente fórmula:

$$\frac{a^2}{2} - 2 * a * d + \frac{2Mu}{\Phi * 0.85 * f'_c * b} = 0$$

Donde se despeja una de las raíces de la ecuación “a”:

$$a = d - \left(d^2 - \frac{2Mu}{(\phi * 0.85 * f'c * b)^{0.5}} \right)$$

Y conociendo el valor de “a” calculamos A_s de la siguiente manera:

$$A_s = \frac{Mu}{\phi * f_y * (d - a/2)}$$

Luego, para diseñar es necesario calcular los aceros máximos y mínimos de una sección. El acero máximo y mínimo de una sección sometida a flexión se calculará de la siguiente manera: el acero máximo será el 0.75 del “acero balanceado A_{sb} ” mientras que el acero mínimo se calcula mediante una fórmula presentada en la norma de concreto armado. Estos valores han sido verificados para todas las secciones diseñadas.

1.5 Propiedades mecánicas de los elementos utilizados en el diseño

La resistencia de los materiales presentes en la estructura del proyecto se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 1. Resistencia de los materiales en la estructura del proyecto.

Elementos	Calidad o resistencia
Columnas, vigas, placas, zapatas, losas	$f'c=210 \text{ kg/cm}^2$
Acero ASTM A615	$f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad del concreto $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$	$E_c= 220000 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad del acero $f's=4200 \text{ kg/cm}^2$	$E_s= 2000000 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de poisson del concreto	$\mu=0.15$

1.6 Cargas utilizadas

La norma E.020 de cargas publicada por el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento nos define a las cargas muertas como aquellas cargas no móviles provenientes del peso de los materiales que conforman los elementos de la edificación.

Estas provienen de los materiales de las losas aligeradas, vigas, columnas, zapatas, muros estructurales y de albañilería. Las cargas vivas son definidas como las cargas móviles y dependen del uso que se le dé a la edificación. Proviene del mobiliario, mesas, sillas, artefactos y personas que transitan en los ambientes (2009: 11-12). Los valores de las cargas utilizadas en la presente tesis se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 2. Cargas muertas y vivas.

Descripción	Carga o peso
Concreto Armado	2 400 kg/m ³
Losa Aligerada h=0.2	300 kg/m ²
Pisto terminado h=0.05	100 kg/m ²
Ladrillo Macizo	1 800 kg/m ²
Carga viva en salón de clases	250 kg/m ²
Carga viva en pasadizos	400 kg/m ²
Carga viva en escalera	400 kg/m ²
Carga viva en azotea	100 kg/m ²

1.7 Características de los elementos no estructurales del proyecto

Los ladrillos de arcilla que conformarán la tabiquería de la edificación serán ladrillos macizos de dimensiones de 13cmx24cmx9cm utilizados para las divisiones de los ambientes.

Capítulo 2 - Predimensionamiento y estructuración:

Para empezar con el análisis y diseño es necesario pre-dimensionar las secciones de los elementos estructurales, esto como un primer paso para después determinar las dimensiones finales con los cálculos respectivos. El pre dimensionamiento se hace siguiendo los lineamientos de la norma y las recomendaciones a partir de la experiencia.

2.1 Losas de techo

Las losas serán aligerados convencionales y se dimensionarán utilizando las recomendaciones del ingeniero Blanco que, en su libro de Estructuración y diseño de Edificaciones, sugiere que para luces de 4.5 m el peralte de la losa debe ser de 0.20 m. (1995: 35-37).

Tabla 3. Predimensionamiento de losas aligeradas.

Predimensionamiento de losas aligeradas				
Criterio : Estructuración y diseño de edificaciones - Blanco				
Luz libre	Menor a 4m	Entre 4 y 5.5 m	Entre 5 y 6.5 m	Entre 6 y 7.5 m
Peralte (cm)	h = 17	h = 20	h = 25	h = 30

2.2 Vigas

Se han utilizado vigas de sección transversal de 0.25x0.6m en las dos direcciones de análisis por motivos de resistencia y rigidez y para el control de deflexiones en las vigas que soportan tabiques.

2.3 Columnas

Las columnas presentes en los ejes de las aulas han sido diseñadas en forma de T obedeciendo la necesidad de obtener rigidez lateral en la dirección horizontal, ya que no se dispone de placas en esta dirección. Para cargas de gravedad las secciones están sobredimensionadas.

2.4 Muros de corte

Estimaremos las dimensiones de los muros de corte o placas calculando la fuerza cortante del Método Estático en la base de la estructura y su distribución para cada uno de estos elementos verticales, luego calcularemos la fuerza cortante que resiste el concreto presente en la placa y así podremos obtener un estimado del cortante que deberá resistir el acero. De cálculos previos, método de análisis estático, obtenemos que la fuerza cortante en la dirección Y-Y es igual a 374 toneladas. Para esta fuerza cortante los dos muros de 7 metros de largo y 25 cm de ancho resisten:

$$\phi V_c * 2 = (0.85 * 0.53 * 210^{0.5} * 25 * 700) * 2 = 215 \text{ tons}$$

Con este valor nos acercamos a 374 tons y la resistencia al corte faltante se logrará con el acero de refuerzo de los muros.

2.5 Escaleras

La escalera tendrá pasos de 30 cm, altura de contrapaso de 17.5 cm, garganta de 15cm y ancho de 2 metros.

2.6 Plano de estructuración de la planta típica

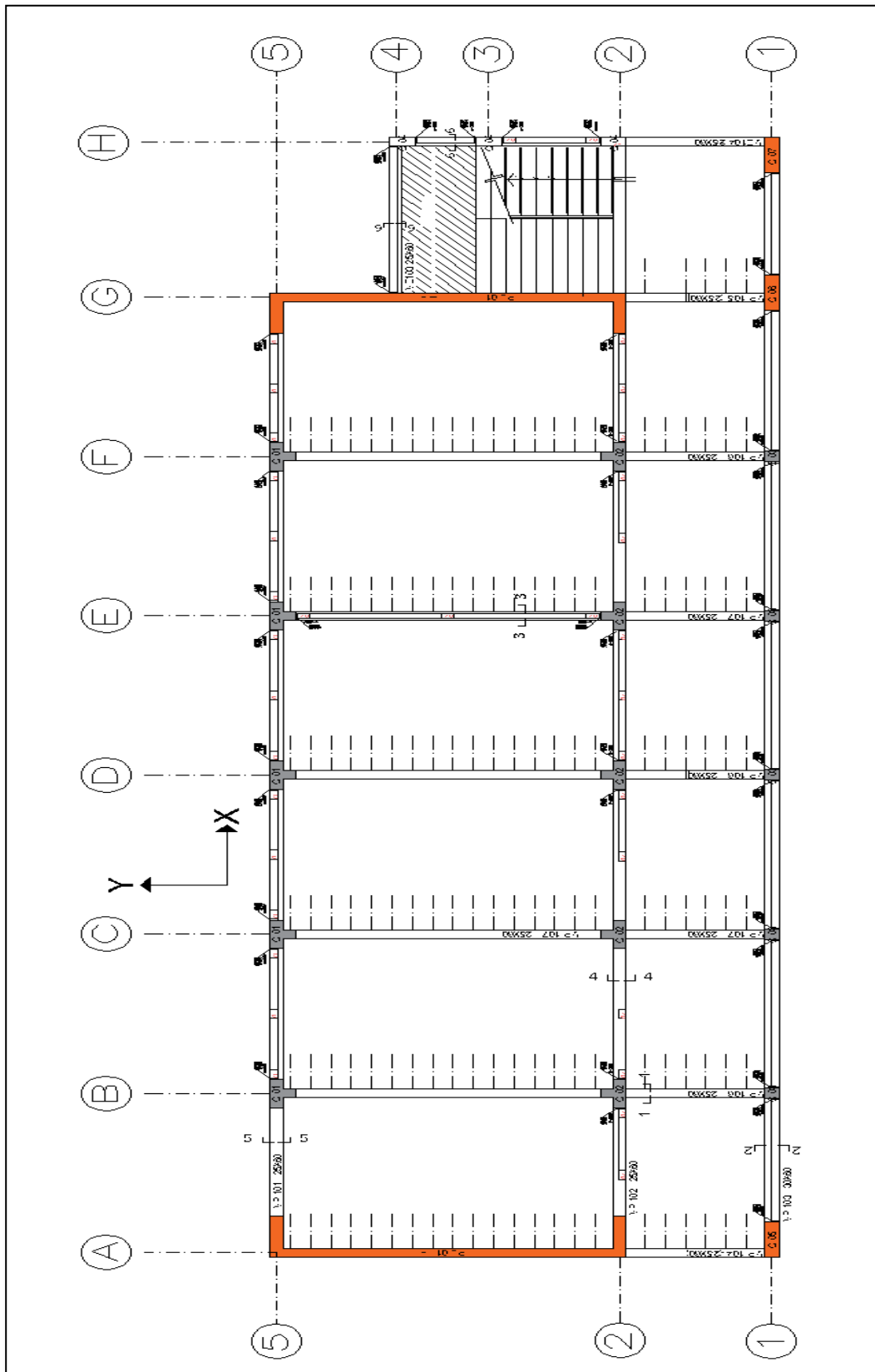


Figura 5. Plano de estructuración básica.
Fuente propia.

Capítulo 3 - Análisis sísmico

Debido a que la actividad sísmica del Perú es elevada se debe efectuar un análisis sísmico de la estructura para estimar su comportamiento ante este tipo de eventos. La norma E.030 presenta los lineamientos a tener en cuenta y nos indica que debemos realizar un análisis estático, un análisis dinámico y comparar los resultados.

3.1 Parámetros sísmicos de edificación de acuerdo a la Norma E.030.

Dentro de la norma encontramos parámetros que en conjunto nos ayudan a describir el comportamiento de nuestra estructura ante un evento sísmico. Estos parámetros dependen de la zona en la cual se encuentre el proyecto, del tipo de suelo y de las características propias de la estructura.

Definición de los parámetros:

a) Zonificación(Z):

El territorio peruano se encuentra dividido en 4 zonas identificadas según las probabilidades de presentarse sismos con mayor o menor amplitud de aceleración. Se define a “Z” como la magnitud de aceleración horizontal, en suelo rígido, con probabilidad de 10 por ciento de ser excedido en 50 años. Los criterios con los que se define este factor dependen de la sismicidad, de las características del movimiento y la capacidad del suelo de atenuar las ondas desde el epicentro. El proyecto se encuentra en el distrito de Lince en la provincia de Lima, costa del Perú, por ello el factor es $Z=0.45$ por pertenecer a la zona 4.

La figura 6 muestra la distribución de zonas sísmicas:

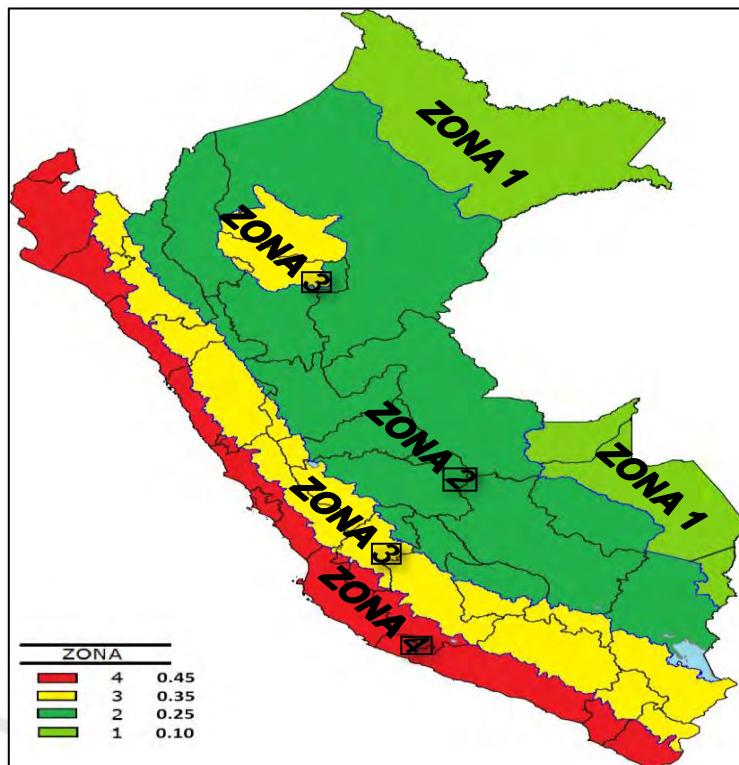


Figura 6. Mapa de zona sísmica.
 Recuperado de “Norma técnica E.030 diseño sismorresistente”, de Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006), p. 7, Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.

b) Parámetros de sitio (S , T_p y T_L):

Debido a que el terreno donde se construirá la edificación es una grava pobremente graduada de resistencia de 4kg/cm^2 . Asumimos que es un perfil de suelo de “ S_1 ” (suelos rígidos), y por ello:

Para suelo S_1 y $Z=0.45$ (zona 4)

$S=1$, $T_p=0.4$ y $T_L=2.5$

c) Factor de uso(U):

La edificación es de categoría A2 por ser una edificación educativa esencial que debe quedar operativa después de un sismo severo. Por ello su factor de uso es $U=1.5$.

d) Factores de amplificación sísmica C :

El coeficiente C se define como la amplificación de la aceleración del suelo al interactuar con la estructura. Este factor depende de los parámetros T (Periodo de la edificación), T_p y T_L antes definidos y su relación es la siguiente:

Si:

$$T < T_p \quad C = 2,5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot (T_p/T)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot T_p * \frac{T_L}{T^2}$$

Donde T es el periodo de la estructura.

Los valores para los periodos T en la dirección X e Y fueron resueltos en un análisis dinámico preliminar con el programa ETABS en el cual los resultados para cada una de las direcciones fueron los siguientes:

$T_x=0.36$ seg; $T_y=0.164$ seg. Con ello,

Como $T_x=0.4 \leq T_p = 0.4$ entonces $C_x=2.5$

Como $T_y=0.175 < T_p=0.4$ entonces $C_y=2.5$

e) Sistema estructural y coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas(R_0):

Este coeficiente depende de la configuración de la estructura en cuanto a elementos que lo conforman y materiales que se usan. Esta edificación es de concreto armado y debido a que en la dirección $Y-Y$ casi la totalidad de las fuerzas son tomadas por las placas, el coeficiente R_0 en esta dirección será igual a 6.

Para la dirección $X-X$, debido a que las fuerzas son tomadas en conjunto por las columnas robustas, el sistema será dual tipo I con R_0 en esta dirección igual a 7.

3.2 Masa sísmica

Se define como el peso de cada entrepiso entre la aceleración de la gravedad. Se toma en cuenta la totalidad de la carga muerta y un porcentaje de la carga viva que depende de la categoría de la edificación. Para el caso de esta institución educativa se tomará el 50% de la carga viva. Mediante un metrado manual de los elementos de la edificación se obtuvo:

Tabla 4. Masas sísmicas por piso.

Nivel	Peso (ton)	Masa Sísmica (ton.s/m ²)
Piso 4	276	28
Piso 3	352	36
Piso 2	352	36
Piso 1	352	36
Total	1 332	

El peso del piso típico en toneladas por metro cuadrado es de $352/317=1.1$ ton/m², lo que se estima para una edificación de concreto armado.

3.3 Procedimientos de análisis sísmico

Para la presente tesis, se utilizará el análisis estático o de fuerzas equivalentes, el análisis dinámico modal espectral y el análisis dinámico traslacional para estimar el comportamiento de la estructura ante sismos.

3.4 Análisis estático o de fuerzas equivalentes:

Este método representa las cargas sísmicas como un conjunto de fuerzas estáticas las cuales actúan en el centro de masas de cada entrepiso del edificio.

La fuerza cortante en la base o cortante basal de la estructura se calcula con la siguiente expresión:

$$V = \frac{Z * U * C * S * P}{R}$$

$$\frac{C}{R} \geq 0.125$$

Donde los parámetros Z, U, C, S, R, P son los definidos por la norma.

Luego las fuerzas en cada entrepiso se calculan de la siguiente manera:

Las fuerzas(F) en cada nivel n y en la dirección considerada (X o Y) se calcula como:

$$F_n = \alpha_n V$$

$$\alpha_n = P_n * \frac{h_n^k}{\sum P_i (h_i)^k}$$

Donde

hn: altura del entrepiso

$$k = 1 \text{ Si } T \leq 0.5$$

Para presentar el análisis estático en las direcciones X e Y se elaboró las siguientes tablas con los parámetros sísmicos y resultados de fuerzas:

Tabla 5. Resumen de parámetros.

Parámetro sísmico	Valor
Z	0.45
U	1.5
S	1
C	2.5
Tp	0.4
Tl	2.5
Rx	7
Ry	6
Peso(ton)	1 332

Tabla 6. Resultados de fuerzas del análisis estático en la dirección X-X.

V _{xestático} =	321 (ton)				
X-X					
T=	0.4 (s)	C/R=	0.36	V _x =	321 (ton)

k	1				
	h _i =h _j (m)	P _i (h _i) ^k	Σ P _j (h _j) ^k	α _i	F _i (ton)
PISO 1	3.5	1 232	11 249	0.11	35
PISO 2	7	2 464	11 249	0.219	70
PISO 3	10.5	3 696	11 249	0.329	105
PISO 4	14	3 857	11 249	0.343	110

Tabla 7. Resultados de fuerzas en Y-Y

V _{yestático} =	374 (ton)				
Y-Y					
T=	0.175 (s)	C/R=	0.42	V _y =	374 (ton)

k	1				
	h _i =h _j (m)	P _i (h _i) ^k	Σ P _j (h _j) ^k	α _i	F _i (ton)
PISO 1	3.5	1 232	11 249	0.11	41
PISO 2	7	2 464	11 249	0.219	82
PISO 3	10.5	3 696	11 249	0.329	123
PISO 4	14	33 857	11 249	0.343	128

Estos resultados nos servirán para compararlos con los resultados del análisis dinámico donde podremos observar si es necesario escalar las cargas de sismo para el diseño.

3.5 Análisis dinámico modal espectral

Nos permitirá representar el comportamiento dinámico de la estructura ante un sismo caracterizado por un espectro de pseudo aceleración construido como nos indica la norma de diseño sismorresistente. Se presentarán los parámetros a tener en cuenta para el análisis.

a) Modos de vibración de la estructura

Se determinarán considerando la rigidez y distribución de masas de la estructura. Se tomarán los modos cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa total considerando los tres principales modos en la dirección de análisis.

b) Aceleración espectral:

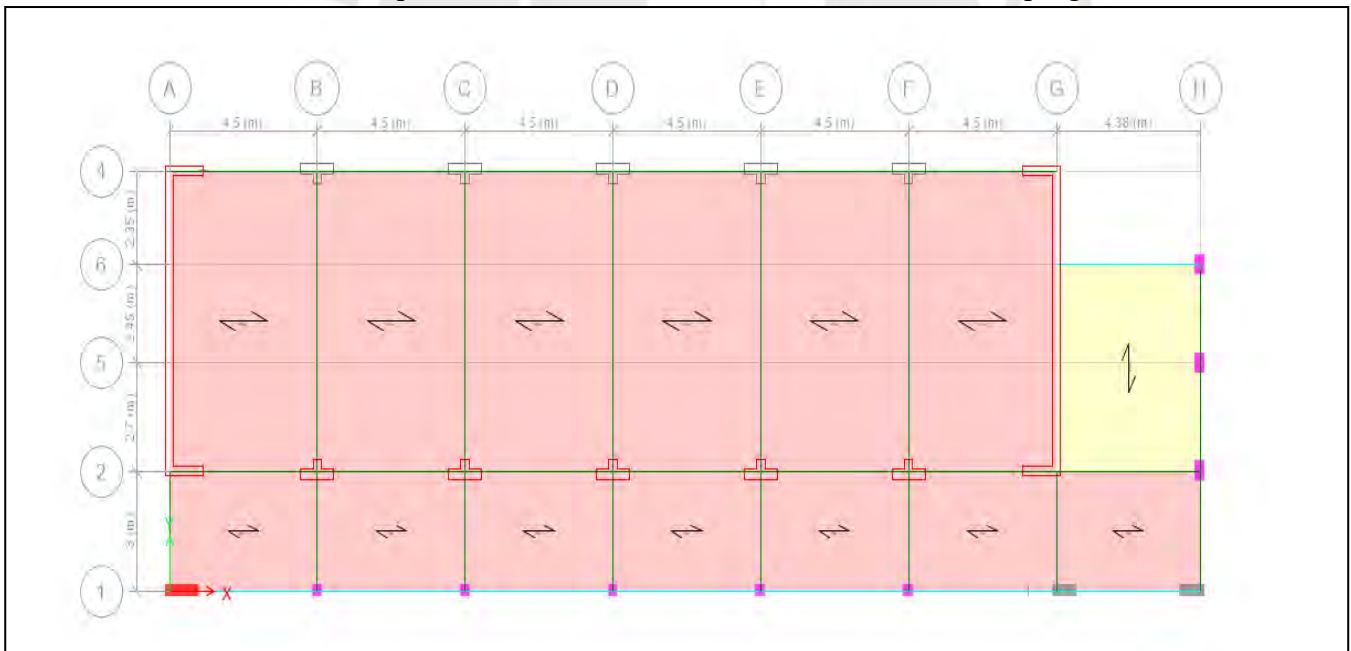
Se calcula el espectro inelástico de aceleraciones en las direcciones X e Y con la siguiente formula:

$$Sa = Z * U * C * S * \frac{g}{R}$$

Donde g es la aceleración de la gravedad

a. Modelo estructural:

A continuación, se presentará el modelo estructural realizado con el programa ETABS:



**Figura 7. Planta de la estructura modelada en ETABS.
Fuente propia.**

Del programa obtenemos la siguiente tabla con los modos de vibración y su porcentaje de masa participante:

Tabla 8. Modos de vibración del a estructura

Modo	Periodo (segundos)	UX (% Masa participante en X)	UY (% Masa participante en Y)
1	0.409	0.7898	2.31E-06
2	0.175	8.86E-06	0.7326
3	0.124	1.51E-06	0.0313
4	0.117	0.1284	8.06E-06
5	0.055	0.0556	2.52E-05
6	0.047	7.08E-06	0.1863
7	0.035	2.06E-05	0.01
8	0.031	0.0256	3.72E-05
9	0.025	9.82E-06	0.0313
10	0.024	1.22E-06	0
11	0.024	2.55E-05	0
12	0.024	0.0005	1.89E-06

El periodo fundamental, en cada dirección principal, será el periodo en dónde se encuentre mayor porcentaje de masa. En este caso, para la dirección X será $T=0.409$ segundos en el primer modo y para la dirección Y será $T=0.175$ segundos del segundo modo.

3.6 Análisis de irregularidades en planta y altura

A el coeficiente básico de reducción R_0 se le multiplica por los factores I_a e I_p para encontrar el coeficiente final de reducción R como:

$$R=R_0 \times I_a \times I_p$$

Donde I_a e I_p dependen de las irregularidades en altura y en planta, respectivamente, de la estructura a diseñar. En esta sección demostraremos que nuestra estructura cumple con no tener las irregularidades más comunes, ya que a una estructura de uso educativo en la zona 4 no se le permite tener irregularidades.

a) Irregularidades estructurales en altura

Irregularidad de resistencia o piso débil: se encuentra cuando la resistencia de un entrepiso a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato

superior. Para esto las dimensiones y/o alturas de los elementos estructurales deben variar.

Irregularidad de masa o peso: se encuentra cuando el peso de un piso es mayor a 1.5 veces el peso de un piso adyacente, excluyendo azoteas.

Irregularidad geométrica vertical: se encuentra cuando la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas es mayor a 1.3 veces la correspondiente dimensión de un piso adyacente.

Irregularidad de discontinuidad en los sistemas adyacente: se encuentra cuando un elemento que resiste mas del 10% de la fuerza cortante tiene un desalineamiento vertical mayor que el 25% de la dimensión del elemento.

Irregularidad de rigidez o piso blando: se encuentra cuando en cualquiera de las direcciones de análisis encontramos que la rigidez de un entrepiso es menor que el 80 por ciento de la rigidez del entrepiso inmediato superior. Estas irregularidades aparecen cuando diferentes niveles de la edificación varían las alturas, arquitectura, usos de los ambientes y/o se cambian las dimensiones de las secciones de los elementos estructurales. Este proyecto mantiene la misma disposición de estructuras y arquitectura para cada nivel, por ello, no aparecen estas irregularidades. A manera de ilustración se presentarán los cálculos para encontrar la irregularidad de rigidez o piso blando:

Para las direcciones “X” e “Y” obtenemos los siguientes resultados de rigideces para cada piso con ayuda del programa ETABS:

Dirección Y-Y (vertical):

Tabla 9. Rigidez de entrepiso en Y-Y.

Piso	Rigidez	Rigidez promedio	Piso blando	
	tonf/m	$(R_{i+1} + R_{i+2} + R_{i+3})/3$	$R_i/R_{i+1} > 70\%$	$R_i/R_{prom} > 70\%$
4	122 066	122 066	-	100
3	226 175	174 120	185	185
2	330 635	226 292	146	190
1	580 993	-	176	257

Dirección X-X (horizontal)

Tabla 10. Rigidez de entrepiso en X-X.

Piso	Rigidez	Rigidez promedio	Piso blando	
	tonf/m	$(R_{i+1} + R_{i+2} + R_{i+3})/3$	$R_i/R_{i+1} > 70\%$	$R_i/R_{prom} > 70\%$
4	42 967	42 967	-	100
3	58 304	50 635	136	135
2	66 593	55 955	114	131
1	126 023	-	189	225

Podemos concluir que no existe irregularidad de piso blando. Esto se espera de una estructura que contiene los mismos elementos estructurales en toda su altura; es decir, las placas, vigas y columnas no sufren cambios en su sección con la altura y no pierden rigidez en los diferentes pisos.

b) Irregularidades estructurales en planta

Esquinas entrantes: se encuentra cuando aparecen esquinas entrantes cuya dimensión en ambas direcciones son mayores en 20% de la correspondiente dimensión en planta. Nuestro proyecto no presenta esquinas entrantes.

Discontinuidad de diafragma: esta irregularidad aparece cuando los diafragmas tienen variaciones abruptas como aberturas.

Sistemas no paralelos: esta irregularidad aparece cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos.

Irregularidad torsional: existe esta irregularidad cuando el máximo desplazamiento de entrepiso de un extremo, calculado incluyendo la torsión accidental, es mayor a 1.2 veces el desplazamiento del centro de masas del mismo entrepiso bajo la misma condición de carga. Este criterio solo es aplicable si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es al menos el 50 por ciento del desplazamiento permisible en la Tabla N° 11 de la norma de diseño sismorresistente. Estas irregularidades aparecen cuando la planta de nuestro proyecto sufre cambios en diferentes niveles como aberturas o esquinas. Nuestro proyecto mantiene una planta rectangular uniforme en los diferentes niveles por lo que estas irregularidades no aparecen. A manera de ilustración, se presentarán los cálculos para hallar la irregularidad torsional:

Procedimiento.

Se calculará el desplazamiento de los extremos de los diafragmas y de los centros de masa de los mismos. Luego se verificará la condición que hace aplicable la irregularidad observando que el máximo desplazamiento relativo de entrepiso sea mayor a $0.007/2=0.0035$ valor que indica la Tabla número 11 de la norma de diseño sismorresistente E.030. A continuación, se presentan las tablas de desplazamientos en las direcciones X e Y.

Tabla 11. Desplazamientos máximos de entrepiso X-X.

Piso	Combinación o caso de carga	Item	Deriva máxima	Deriva promedio	Torsión
					Ratio= Max dez / CM dez
Piso 4	SISMOX	Diaph X D1	0.000541	0.000533	1.015
Piso 3	SISMOX	Diaph X D1	0.000833	0.000824	1.01
Piso 2	SISMOX	Diaph X D1	0.000981	0.000973	1.008
Piso 1	SISMOX	Diaph X D1	0.000578	0.000573	1.009

Dirección Y-Y:

En la dirección Y-Y necesitamos verificar que el máximo desplazamiento relativo de entrepiso sea menor a 0.0035.

Verificación:

La figura 8 muestra los desplazamientos relativos en la dirección Y:

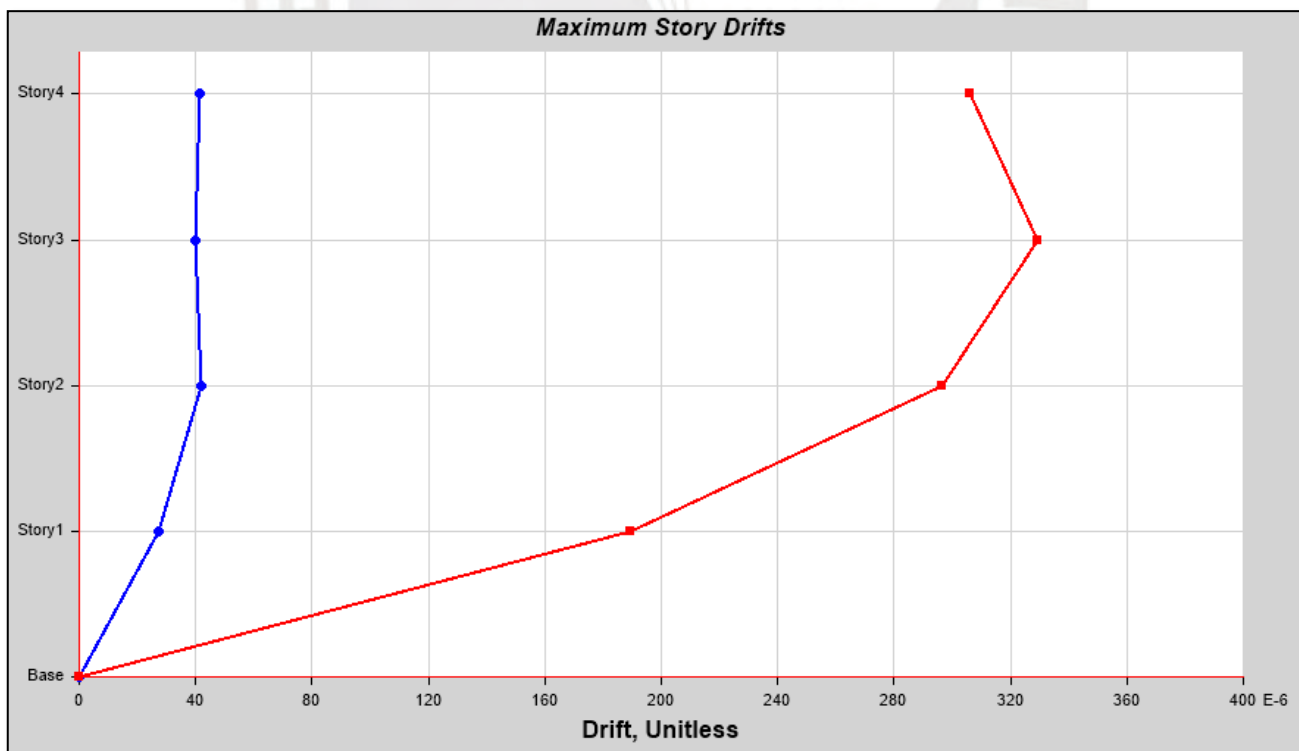


Figura 8. Resultados para los desplazamientos relativos en la dirección Y.
Fuente propia.

Donde el máximo desplazamiento relativo es de $0.0032 < 0.0035$ lo cual deja sin efecto esta irregularidad.

Como consecuencia, al no tener irregularidades en las 2 direcciones de análisis, los valores para R en X e Y son los siguientes: $R_x=7$ y $R_y=6$.

3.7 Analisis dinámico traslacional

El análisis dinámico traslacional en una dirección se logrará restringiendo los demás grados de libertad, es decir, en el análisis de la dirección X se restringirán los desplazamientos en Y-Y y los giros. Este análisis es necesario para observar el comportamiento de la estructura libre de los efectos de torsión. El programa ETABS posee la opción de restringir los grados de libertad y efectuar este análisis.

Las cortantes en la base de la estructura para el análisis dinámico de traslación pura en las dos direcciones fueron: $V_x= 241$ ton, $V_y= 284$ ton.

3.8 Comparación entre los diversos análisis estáticos y dinámicos

Los resultados de los análisis estático y dinámico se presentan en las siguientes tablas:

Tabla 12. Comparación de cortantes y factor de amplificación.

	0.8 análisis estático	Traslación pura	Análisis 3D
V x-x (ton)	257	241	241
Factor de amplificación		1.06	1.06
V y-y (ton)	300	284	284
Factor de amplificación		1.05	1.06

El factor de amplificación será el necesario para que la cortante en el análisis dinámico sea por lo menos igual al 0.8 de la cortante del análisis estático.

Tabla 13. Comparación de periodos y masa participante

Datos	TP X-X	TP Y-Y	MODELO 3D
T _x (seg)	0.3850		0.3860
MP _x (%)	79%		79%
T _y (seg)		0.1560	0.1660
MP _y (%)		76%	69%

Debido a que en la dirección Y-Y tenemos muros de corte en los dos extremos de la planta que aportan gran rigidez y restringen el movimiento en esta dirección obtenemos que para los análisis de traslación pura en la dirección X-X y 3GDL no hay variación considerable en cuanto a periodo y masa participante. En contraste, para traslación pura en Y-Y y 3GDL podemos observar variaciones en el periodo y la masa participante.

3.9 Derivas máximas de entrepiso y junta sísmica

En esta sección presentaremos las derivas máximas en cada dirección de análisis y las compararemos con la máxima deriva permitida por la norma de valor igual a 0.007. Luego calcularemos la junta sísmica (separación entre edificios contiguos) en la dirección X, ya que tendremos pabellones vecinos en esta dirección que juntos conformarán la totalidad del colegio, mas no en la dirección Y. Para presentar las derivas se elaboró la siguiente tabla:

Tabla 14. Deriva máxima de entrepiso

DIRECCIÓN X		
R=		7
Piso	Deriva inelástica máxima (DIM)=0.75*R*DEM	DIM<0.007
3	0.0065	Cumple
DIRECCIÓN Y		
R=		6
Piso	Deriva inelástica máxima (DIM)=0.75*R*DEM	DIM<0.007
3	0.0015	Cumple

Donde observamos que cumplimos con tener un valor menor al valor máximo de 0.007 exigido en la norma.

Ahora, calcularemos la junta sísmica en la dirección X. Esta separación entre edificios debe cumplir con los siguientes lineamientos:

- a) "S" debe ser mayor a $0.006xh$ y a 3cm dónde s es la separación y h es la altura del edificio:

$$s = 0.006 * h = 0.006 * 14 = 8.4 \text{ cm} \geq 3 \text{ cm}$$

- b) "S" debe ser mayor a $2/3$ del desplazamiento máximo:

$$S \geq \frac{2}{3} \text{ Desplazamiento máximo}$$

$D_{\text{máxinelástico}}$ en la dirección X-X = 6.9cm

$$2/3 * D_{\text{máxX}} = 5 \text{ cm}$$

La junta será el mayor valor de $S/2$ calculados en a) y al valor de S calculado en b); por lo tanto, el valor de la junta sísmica será de 5cm.

Capítulo 4 - Diseño de losas

Las losas son los elementos estructurales encargados de resistir las cargas vivas y muertas y transmitir las hacia las vigas. Además, estos elementos conforman el diafragma rígido de entrepiso que permite distribuir las cargas y esfuerzos uniformemente a los elementos verticales. En este proyecto contamos con losas aligeradas de 20 cm de alto.

4.1 Modelos de metrados y análisis estructural para cargas de gravedad

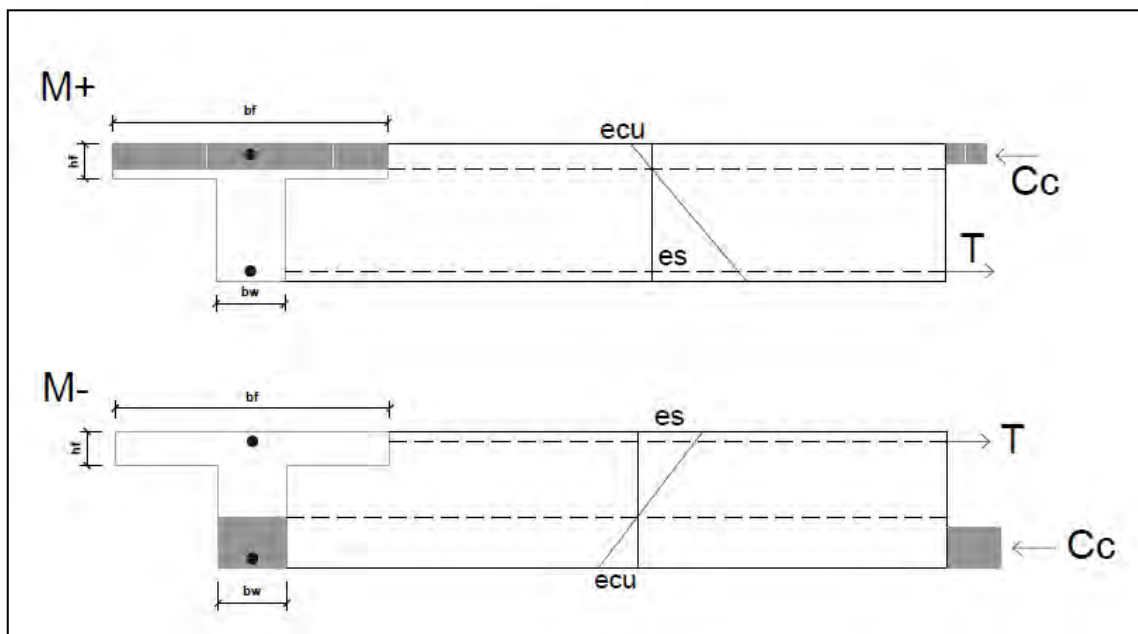
Método de análisis:

Los elementos se diseñarán para resistir los efectos máximos causado por cargas amplificadas. El análisis de las losas se hará por cargas de gravedad, por ello la combinación última de cargas es $U=1.4CM+1.7CV$. Para el análisis se usará el método de Hardy Cross y el método de coeficientes permitido por la norma para el cálculo de los momentos actuantes en las losas.

Longitud de desarrollo: es la longitud del acero que le permitirá desarrollar el anclaje necesario después de un corte. Se utilizarán las longitudes de desarrollo para tener en cuanto en el corte de acero negativo o positivo.

4.2 Procedimiento de diseño

El diseño de la sección T del aligerado se hará asumiendo que los esfuerzos se distribuyen en un bloque de compresiones con $a = \beta_1 * c$. Si bien la sección del aligerado es una T, el diseño se hará suponiendo una sección rectangular, ya que generalmente el bloque de compresiones no ingresa en el “alma” de la sección (para momento positivo $M+$). La siguiente figura muestra los esfuerzos de compresión y tracción presentes en la



sección:

Figura 9. Esquema de análisis para secciones T. Adaptado de “Apuntes del curso concreto armado 1”, de Ottazzi, G. (2018), p. 230, Lima, Perú: Facultad de ciencias e ingeniería.

Cálculo de momentos y cortantes:

Los momentos y cortantes para las losas del aula se calcularán mediante el método de Hardy Cross tomando en cuenta la interacción de la losa y placa en los extremos. Para las losas del pasadizo usaremos el método de coeficientes permitido en la norma. Los esquemas para el análisis son los siguientes:

- a) Para el aula:

La figura 10 presenta el modelo de análisis del aligerado, se presenta la mitad del modelo ya que se aprovecha la simetría de la estructura:

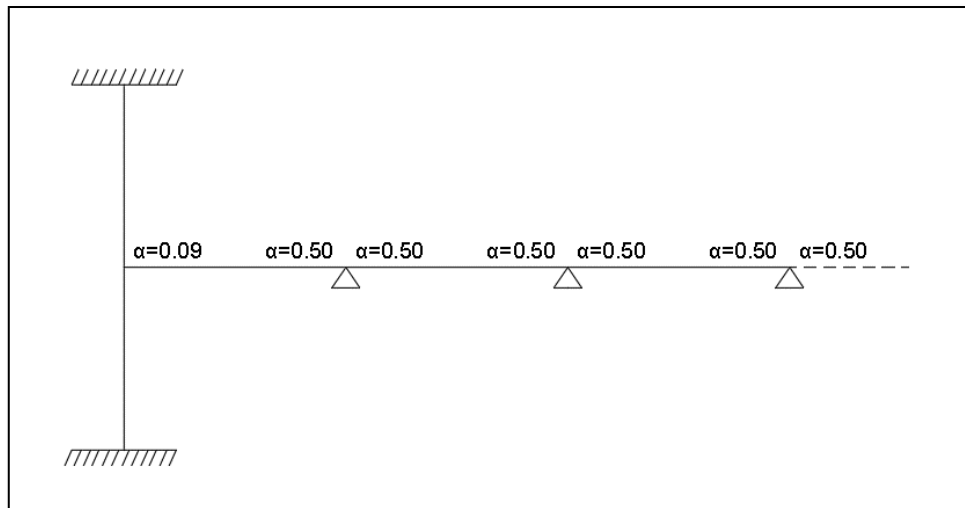


Figura 10. Esquema para el análisis por Hardy Cross.
Fuente Propia.

b) Para el pasadizo:

La figura 11 muestra los factores del método de coeficientes para la sección del pasadizo:

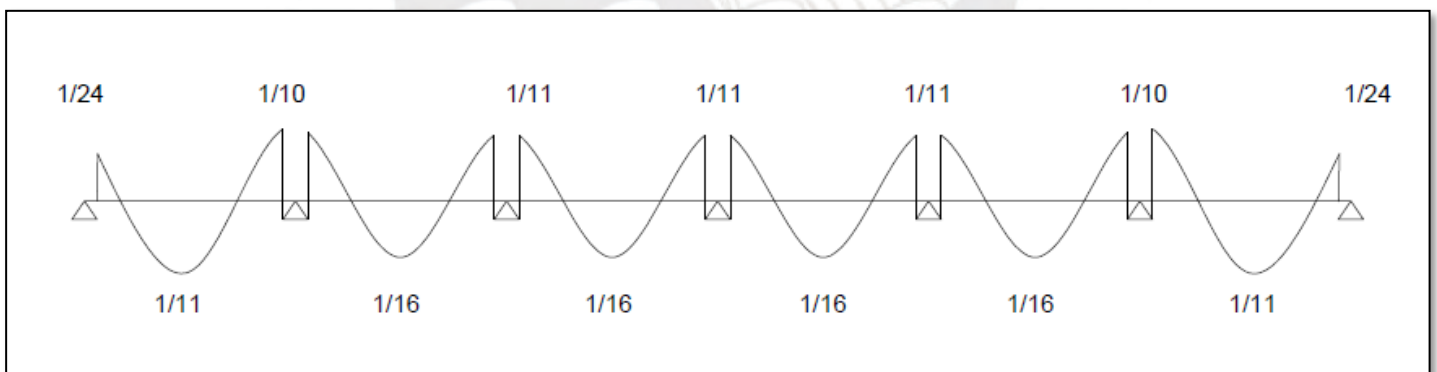


Figura 11. Factores para los momentos flectores según el método de coeficientes (6 tramos).
Adaptado de "Apuntes del curso concreto armado 1", de Ottazzi, G. (2018), p. 112, Lima, Perú:
Facultad de ciencias e ingeniería.

Y la figura 12 muestra los factores del método de coeficientes para hallar las cortantes:

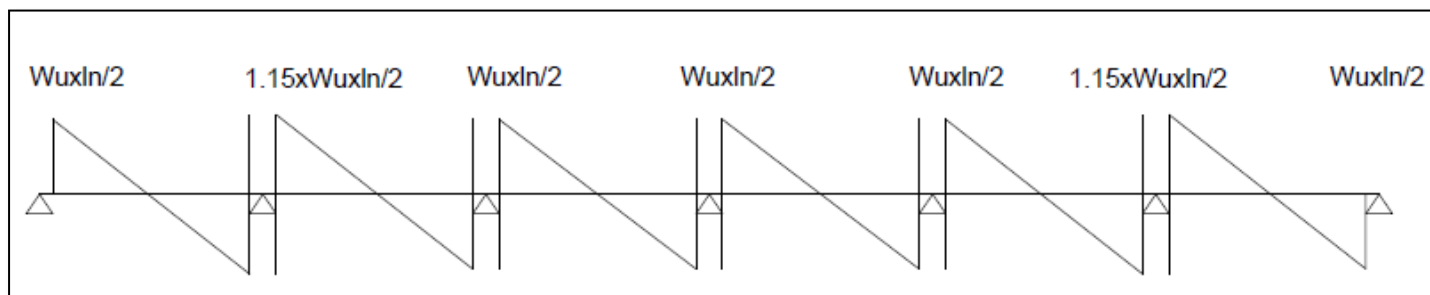


Figura 12. Factores por cortante por el método de coeficientes (6 tramos). Adaptado de “Apuntes del curso concreto armado 1”, de Ottazzi, G. (2018), p. 114, Lima, Perú: Facultad de ciencias e ingeniería.

Para los momentos, los coeficientes se multiplicarán por $wu * ln^2$ dónde wu =carga última amplificada y ln =luz libre del tramo.

4.3 Ejemplos de diseño

Como primer paso obtendremos la armadura positiva, negativa, máximas y mínimas de la tabla 11.2 de nuestra sección de aligerado.

Tabla 15. Cantidades de aceros máximos y mínimos para losas aligeradas típicas.

Peralte (m)	Peralte efectivo (m)	lg (cm ⁴)	M+cr (kg.m)	M-cr (kg.m)	As+min (cm ²)	As-min (cm ²)	A+sb (cm ²)	A-sb (cm ²)	As+max (cm ²)	As-max (cm ²)
0.2	0.17	11 800	260	505	0.41	1.01	10	3.61	7.5	2.71

Nota. Recuperado “Apuntes del curso de concreto armado 1”. Ottazzi, G. (2006). P. 248. Lima, Perú: Fondo editorial PUCP.

- Diseño de la losa de las aulas:

Metrado de cargas:

Carga muerta [Ton*m]:

$$\text{Peso propio} = 0.3 * 0.4 = 0.12 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\text{Piso terminado} = 0.1 * 0.4 = 0.04 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\text{Carga muerta total} = 0.12 + 0.04 = 0.16 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\text{Carga muerta última} = Cmu = 1.4 * Cm = 0.224 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Carga viva [Ton*m]:

$$S/C = 0.25 \text{ ton/m}^2$$

$$S/C = 0.4 * 0.25 = 0.1 \text{ ton/m} = Cv$$

$$\text{Carga viva última} = Cvu = 1.7 * Cv = 0.17 \text{ ton/m}$$

$$\text{Carga de servicio} = Ws = Cm + Cv = 0.26 \text{ ton/m}$$

Por lo tanto la carga última será

$$Wu = Cmu + Cvu = 0.224 + 0.17 = 0.394 \text{ ton/m}$$

Con la carga última $Wu=0.394 \text{ ton/m}$ calculada y la longitud de eje a eje de 4.5m de los 6 tramos obtenemos los siguientes momentos y cortantes:

La figura 13 muestra los resultados del análisis:

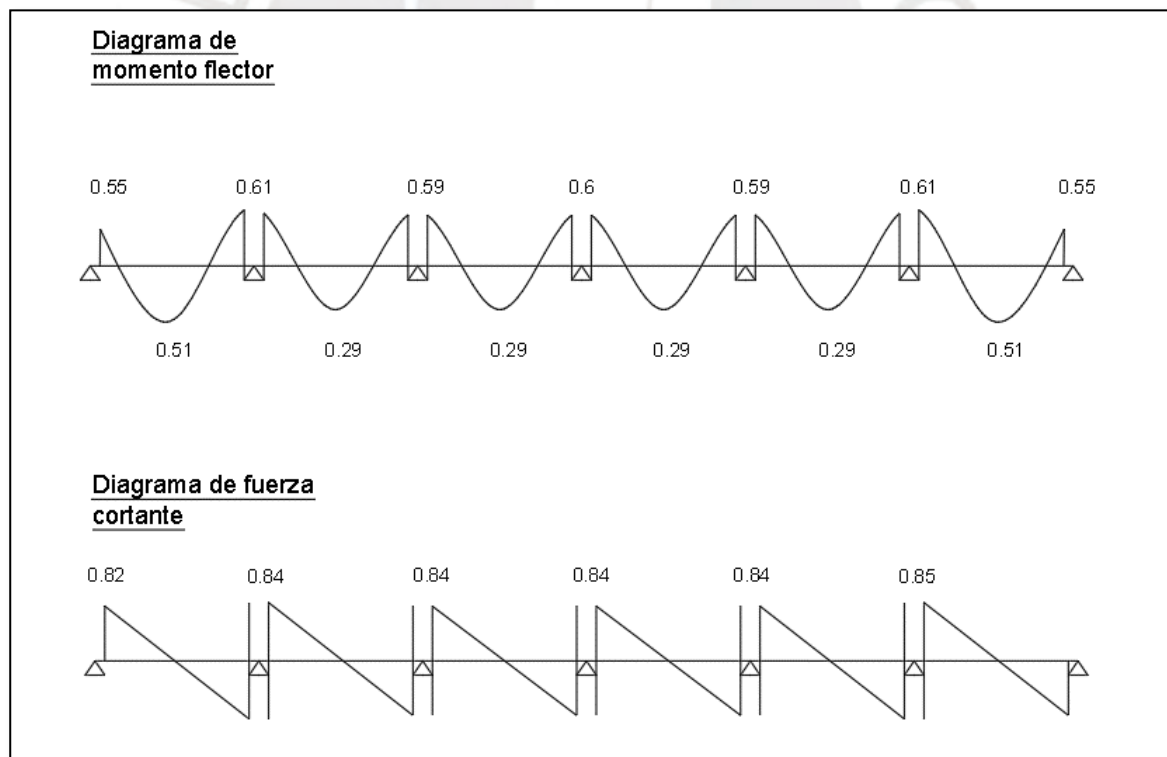


Figura 13. Diagrama de momento flector y fuerza cortante obtenidos por el método de Hardy Cross.

Fuente Propia.

Con los momentos encontrados y las ecuaciones de diseño podemos calcular el acero requerido para la sección, obtenemos:

Tabla 16. Resultados de diseño en salón de clases

SALONES DE CLASES	Mu+	d(cm)	a(cm)	Asreq(cm2)	Ascolocado(cm2)	Φ Acero
	0.51	17	0.46	0.8	1.21	3/8''+8mm
	0.29	17	0.27	0.45	0.71	3/8''
	Mu-	d(cm)	a(cm)	Asreq(cm2)	Ascolocado(cm2)	Φ Acero
	0.55	17	2.15	0.91	1.21	3/8''+8mm
	0.61	17	2.4	1.02	1.21	3/8''+8mm
0.59	17	2.32	0.99	1.21	3/8''+8mm	

Diseño por fuerza cortante:

La fuerza cortante es resistida completamente por el concreto de la sección, debido a que las losas aligeradas no llevan estribos.

La resistencia de diseño se calcula de la siguiente manera:

$$\phi V_c = 0.85 * 1.1 * 0.53 * f'c^{0.5} * b_w * d$$

La carga cortante última hallada a d de la cara es de $V_{du}=0.84$ ton.

Fuerz cortante resistida por el concreto:

$$\phi V_c = 0.85 * 1.1 * 0.53 * 210^{0.5} * 10 * 17 = 1.22 \text{ ton}$$

Como $\phi V_c=1.22 \text{ ton} > V_u=0.84$ toneladas la sección es capaz de resistir la cortante sin necesidad de ensanches.

- Diseño de losa del pasadizo:

Para el diseño de la losa del pasadizo se tiene una sobrecarga S/C de 400 kg/cm² con lo cual obtenemos el siguiente metrado de cargas:

Carga muerta:

$$\text{Peso propio} = 0.3 * 0.4 = 0.12 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\text{Piso terminado} = 0.1 * 0.4 = 0.04 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\text{Carga muerta} = C_m = 0.12 + 0.04 = 0.16 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\text{Carga muerta última} = C_{mu} = 1.4 * C_m = 0.224 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Carga viva(S/C):

$$S/C = 0.4 \text{ ton/m}^2$$

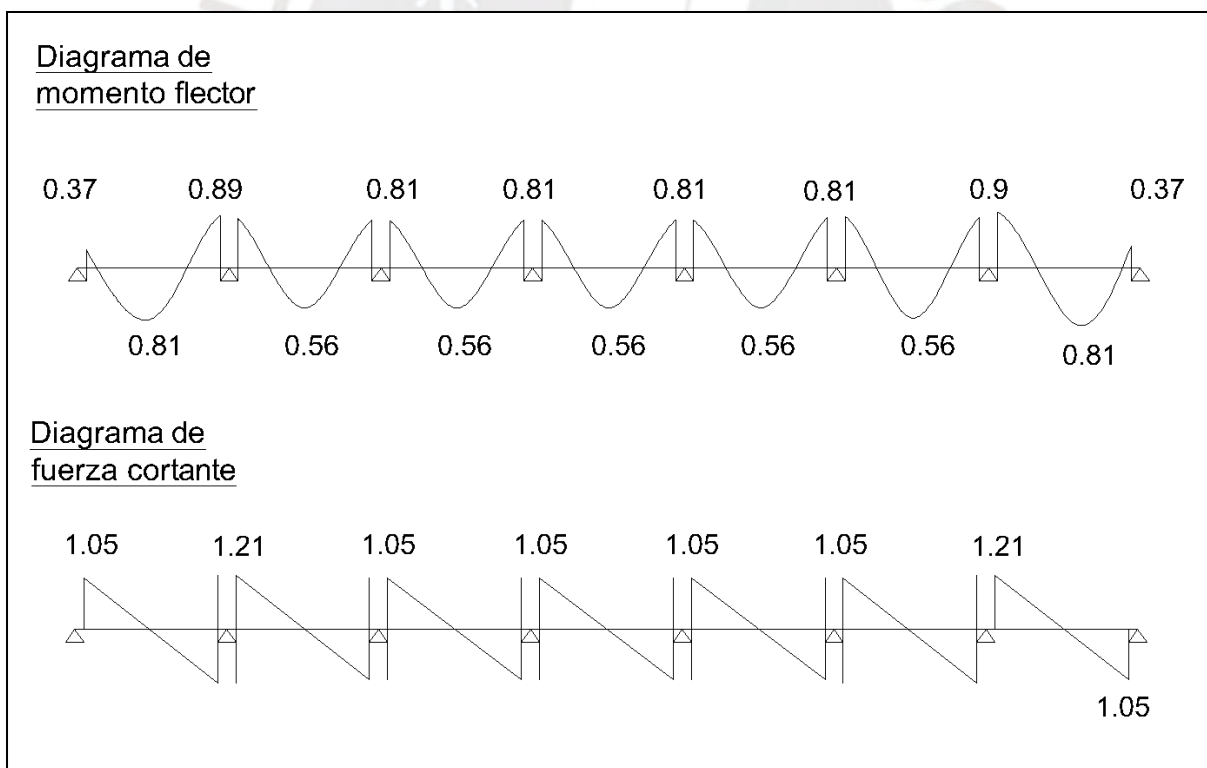
$$S/C = 0.4 * 0.4 = 0.16 \text{ ton/m} = C_v$$

$$\text{Carga viva última} = C_{vu} = 1.7 * C_v = 0.272 \text{ ton/m}$$

$$\text{Carga de servicio} = W_s = C_m + C_v = 0.32 \text{ ton/m}$$

$$\text{Carga última} = W_u = C_{mu} + C_{vu} = 0.224 + 0.272 = 0.496 \text{ ton/m}$$

La figura 17 muestra los resultados obtenidos con el método de coeficientes:



**Figura 17. Resultados obtenidos con el método de coeficientes.
Fuente Propia.**

Con los momentos encontrados y las ecuaciones de diseño obtenemos la siguiente tabla de resultados:

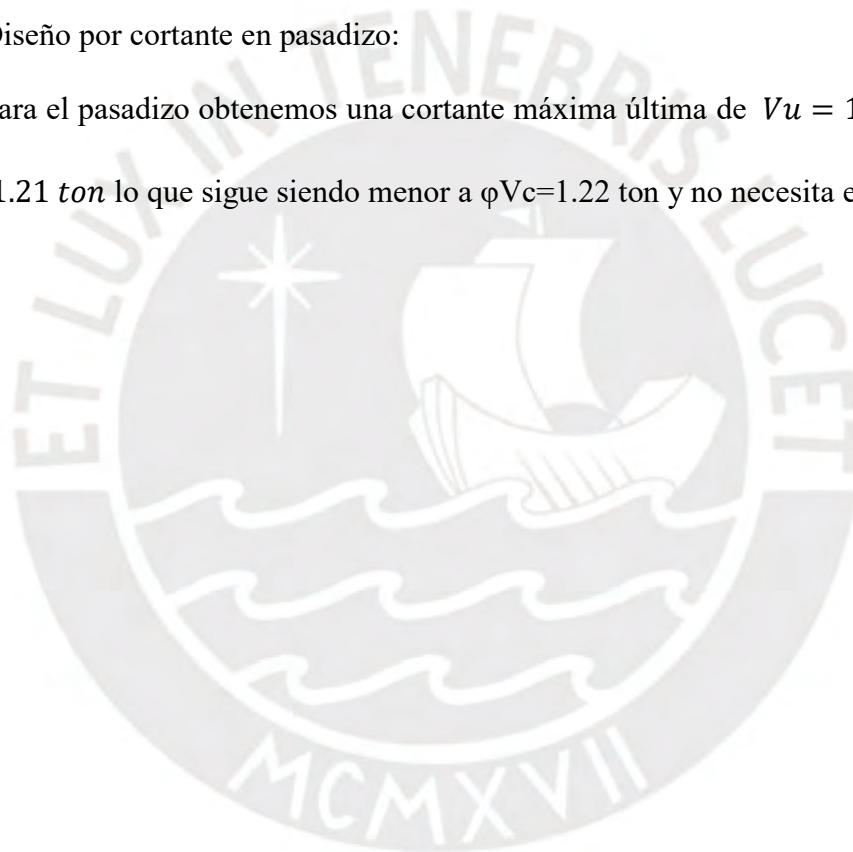
Tabla 17. Resultados de diseño en pasadizo

PASADIZO	Mu+	d(cm)	a(cm)	Asreq(cm2)	Ascolocado(cm2)	Φ Acero
		0.81	17	0.76	1.29	1.42
	0.56	17	0.52	0.89	1.42	2 Φ 3/8''
PASADIZO	Mu-	d(cm)	a(cm)	Asreq(cm2)	Ascolocado(cm2)	Φ Acero
	0.37	17	1.41	0.6	0.71	2 Φ 8mm
	0.9	17	3.68	2	2	Φ 1/2" + Φ 3/8''
	0.81	17	3.28	1.42	1.42	2 Φ 3/8''

Diseño por cortante en pasadizo:

Para el pasadizo obtenemos una cortante máxima última de $V_u = 1.15 * 0.496 *$

$\frac{4.25}{2} = 1.21 \text{ ton}$ lo que sigue siendo menor a $\phi V_c = 1.22 \text{ ton}$ y no necesita ensanches.



Capítulo 5 - Diseño de vigas

Las vigas son los elementos estructurales que reciben las cargas de las losas y las transmiten hacia las columnas o placas y son los elementos horizontales que arman los pórticos que darán la rigidez respectiva a la edificación. La norma de diseño en concreto nos indica qué procedimientos de análisis y diseño se deben cumplir para el correcto desempeño de las vigas ante un sismo. Los requisitos dependen del sistema estructural al que pertenezcan las mencionadas vigas, en este proyecto las vigas en dirección X pertenecen a un sistema dual tipo I (el 60-80% de la fuerza cortante inducida por el sismo en la base es resistida por los muros P1 y la contribución en X de PL1) y en la dirección Y a sistemas de muros estructurales (por lo menos el 80% de la fuerza cortante inducida por el sismo en la base es soportado por los muros).

5.1 Modelos y metrados para el análisis estructural

El diseño estructural de las vigas peraltadas se hará con los momentos máximos calculados que obtenemos de cada combinación de cargas presentados en la norma; es decir, utilizaremos los momentos obtenidos en la envolvente de cargas como una superposición de los momentos máximos que arrojan cada una de estas combinaciones. Además, con los procedimientos dictados en la norma se garantizará que las fallas que ocurriesen sean dúctiles y no frágiles observando el diseño por capacidad. Los resultados serán obtenidos del análisis con el programa ETABS, para cargas de gravedad y sismo. Las combinaciones de carga utilizadas en el diseño por flexión para todos los elementos de este proyecto son las siguientes:

1.4CM+1.7CV
 0.9CM+SISMO
 0.9CM-SISMO
 1.25(CM+CV) +SISMO
 1.25(CM+CV) -SISMO

5.2 Procedimientos de diseño

Los resultados de los momentos y fuerzas cortantes se calcularán con el programa ETABS. Los momentos de diseño deberán ser como mínimo igual a los momentos últimos hallados. Las ecuaciones de análisis y diseño que se usarán para secciones cuadradas serán las indicadas en la Norma de concreto armado, es decir, utilizaremos el modelo de bloque de compresiones para el análisis y diseño de la viga. Como primer paso calcularemos los aceros máximos y mínimos: el acero mínimo se calcula con la siguiente ecuación:

$$A_{s\text{mín}} = 0.7 * f'c^{0.5} * b * \frac{d}{f'y}$$

Y el acero máximo se calcula como 0.75 veces el acero que produce la falla balanceada:

$$A_{s\text{máx}} = 0.75 * A_{sb}$$

Debido a que todas las vigas tienen la misma sección de 25x60cm los resultados de aceros máximos y mínimos para las vigas son los siguientes:

$$A_{s\text{máx}}(\text{cm}^2) = 21.51$$

$$A_{s\text{mín}}(\text{cm}^2) = 3.26$$

Luego, al escoger el acero longitudinal y definir las secciones de las vigas debemos cumplir con los siguientes lineamientos especificados por la norma E.060 en la sección 21.4 para vigas pertenecientes a sistemas de muros y en la sección 21.5 para sistemas duales tipo I como se muestra a continuación.

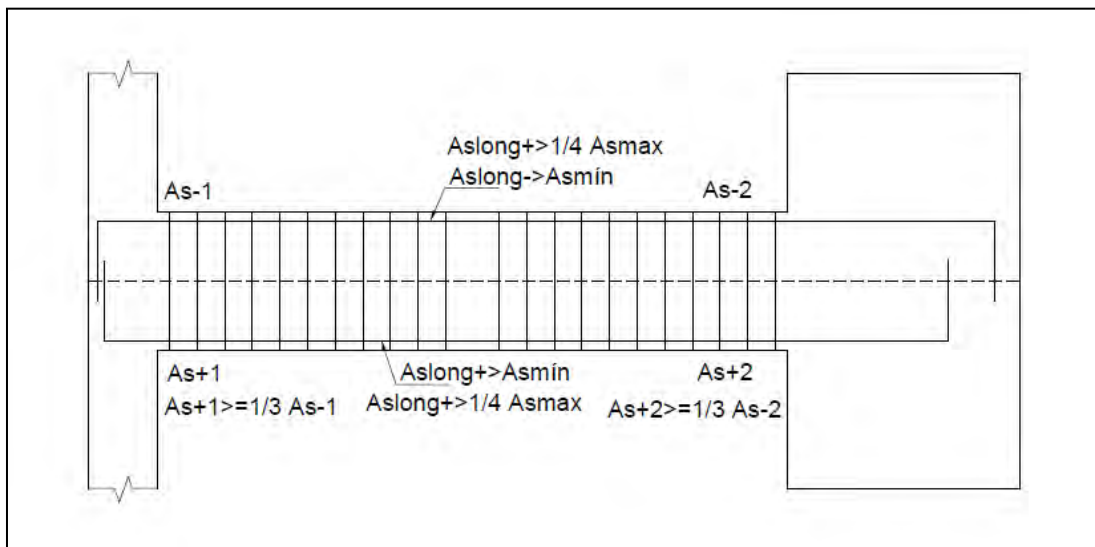


Figura 14. Requisitos especiales de la Norma de concreto para vigas que conforman pórticos.

Fuente Propia.

5.3 Ejemplo de diseño

Se presentará el diseño del tramo A-B de la viga VP-101 del pórtico 1 del eje 5, el cual es el primer tramo de la viga y es el que mayor demanda de sismo tiene:

La siguiente figura muestra la ubicación de la viga VP-101:

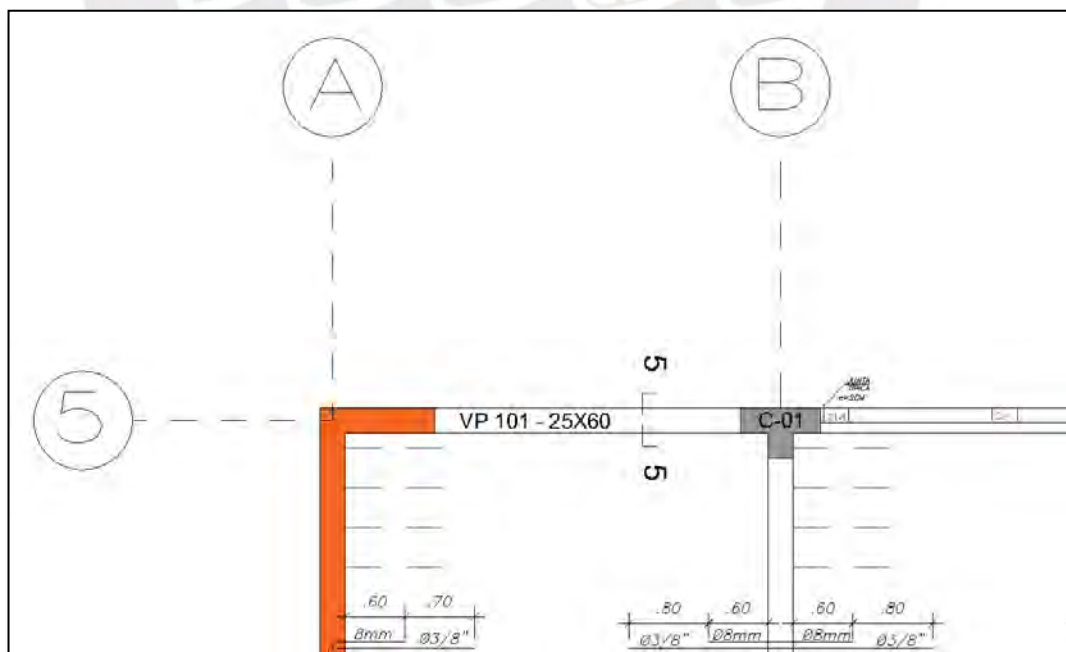


Figura 15. Ubicación en planta de la viga VP 101.

Fuente Propia.

La siguiente figura presenta los resultados de análisis del primer tramo de la viga VP-101(Momentos) del segundo piso:

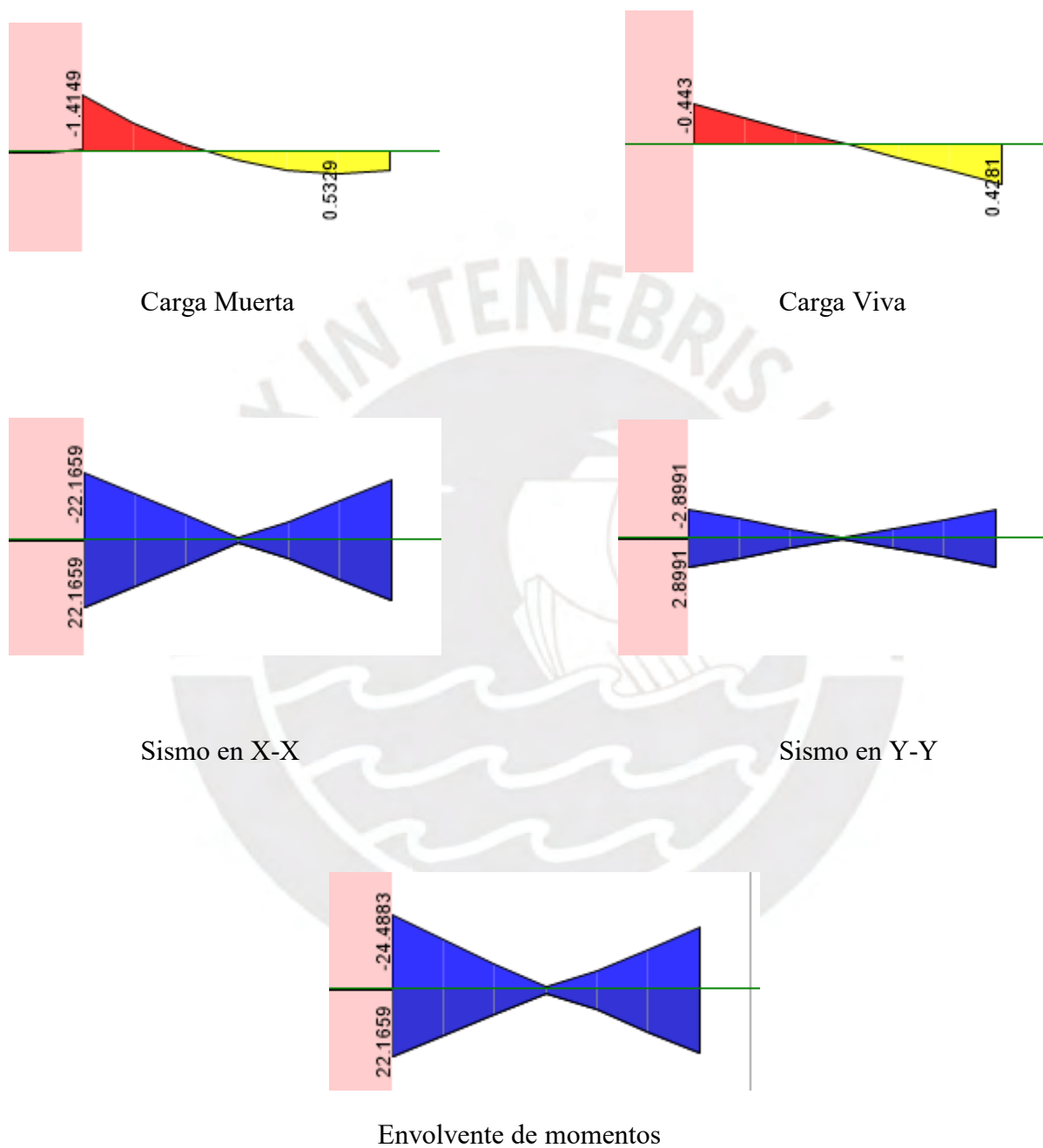


Figura 16. *Momentos flectores de viga VP-101.*
Fuente Propia.

La figura 17 muestra los resultados para la fuerza cortante:

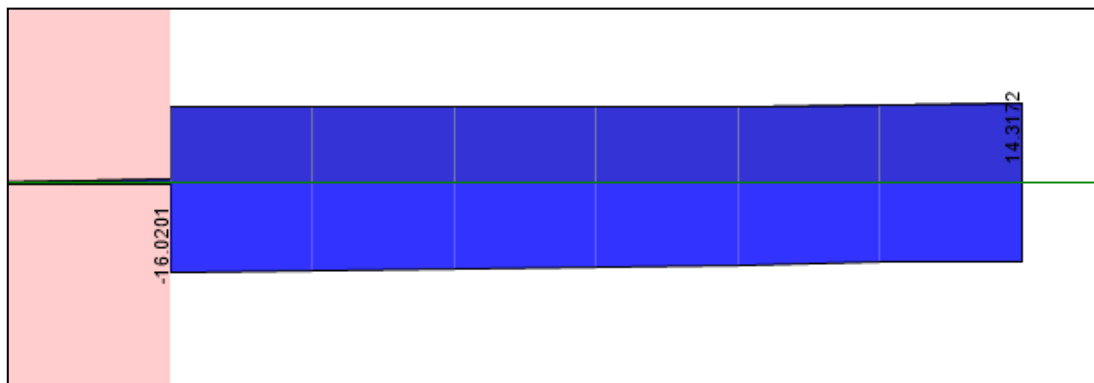


Figura 17. Cortantes en viga VP-101.
Fuente Propia.

- Diseño por flexión:

Resultados del diseño por flexión:

Tabla 18. Resultados de diseño en viga VP-101.

Mu- (ton.m)	d (cm)	a	Asreq (cm ²)	Ascolocado (cm ²)	Acero (und)
24.48	52.00	14.46	15.36	15.36	5 de ¾"
16	54	7.96	8.46	8.52	3 de ¾"

Mu+ (ton.m)	d (cm)	a	Asreq (cm ²)	Ascolocado (cm ²)	Acero (und)
22.16	54.00	11.33	11.81	11.36	4 de ¾"
16	54	7.96	8.46	8.52	3 de ¾"

Y verificaremos los requisitos en el armado de los aceros:

As max	15.36				
		Aslong->1/4 Asmax	Cumple		
		ASlong>As-min	Cumple		
As-1	15.36	Aslong-	5.08	As-2	8.52
As+1	12.52	Aslong+	5.08	As+2	8.52
AS+1>=(As-1)/3	Cumple	ASlong+>As+min	Cumple	AS+2>=(As-2)/3	Cumple
		ASlong+>1/4 Asmax	Cumple		

- Diseño por cortante:

La fuerza cortante V_u calculada debe ser soportada por el acero y el concreto en conjunto, con un factor de reducción de 0.85. El diseño por fuerza cortante se realiza obteniendo la fuerza cortante última a “d” de la cara del apoyo y cuando la resistencia del concreto no es suficiente para soportar la carga última V_u los estribos de acero aportarán la resistencia al corte V_s , cumpliendo la siguiente ecuación:

$$V_u = \phi(V_c + V_s)$$

Donde:

$$V_c = 0.53 * f'c^{0.5} * b * d$$

Con lo que

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

Y la distancia S de separación de estribos será:

$$S = Av * fy * \frac{d}{V_s}$$

Se debe considerar que la cortante máxima que soporta la viga se calcula con:

$$V_{sm\acute{a}x} = 2.1 * f'c^{0.5} * b * d$$

- Procedimiento para el diseño por cortante:

Seguiremos los lineamientos de la sección 21.5 de la norma para vigas pertenecientes a sistemas duales tipo I. Tendremos que comparar los resultados de los procedimientos presentados a continuación y el valor de V_u será el menor de los encontrados. Por un lado, hallaremos la cortante V_u “por capacidad” garantizando una falla dúctil del elemento, luego compararemos estos resultados obtenidos con los resultados de reemplazar el coeficiente de sismo por 2.5 en las combinaciones de carga. Además, verificaremos los lineamientos del confinamiento y corroboraremos que el diseño por cortante convencional se cumpla en toda la longitud de la viga.

- Envoltive de cortantes:

De la figura de la envolvente de cargas presentada anteriormente podemos obtener los siguientes valores de V_u a $d=0.54m$ de la cara es de V_u a $d=16tons$.

- Diseño por capacidad:

El cortante por capacidad se calcula a partir de los diagramas de cuerpo libre indicados en la figura 18.

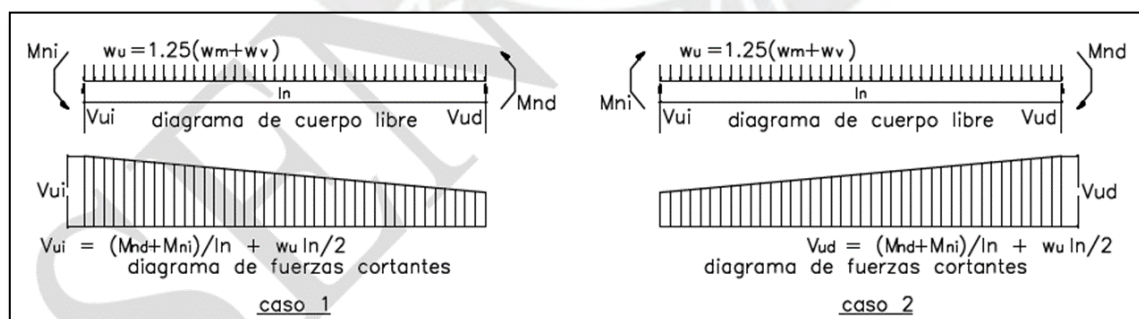


Figura 18. Esquema para diseño por capacidad.
Recuperado de la Norma E.060 diseño en concreto armado, 2006.

Como la viga VP-101 tiene una sección de 25cmx60cm y una distribución de 4 aceros de $\frac{3}{4}$ " positivos y 5 de $\frac{3}{4}$ " negativos obtenemos los siguientes resultados para M_n^+ y M_n^- :

M_n^- : 27 ton.m

M_n^+ : 23 ton.m

Longitud de la viga: 3 metros

Carga muerta: peso propio + piso terminado + peso del tabique = 0.63 ton/m²

Carga viva: S/C = 0.0625 ton/m²

Carga última: $1.25(CM+CV) = 0.87\text{ton/m}^2$

Con este resultado podemos obtener los valores resultantes para V_{ui} y V_{ud} :

$V_{ui} = 16.51 \text{ ton}$ $V_{ud} = 13.85 \text{ ton}$

$V_{u \text{ a } d \text{ de la cara}} = 15.5 \text{ ton}$

Reemplazando el coeficiente sísmico de las combinaciones de carga por 2.5 obtenemos que los resultados para $V_{u \text{ a } d}$ y V_{u2d} son $V_{ud} = 28 \text{ ton}$ y $V_{u2d} = 26 \text{ ton}$.

Comparando los tres valores del análisis por capacidad, la envolvente de cargas y los resultados con coeficiente 2.5 obtenemos que el valor para $V_{u \text{ a } d}$ de la cara es de 16.51 toneladas ya que controla el diseño por capacidad.

Cálculo de "s":

La cortante resistida por el concreto se calcula de la siguiente manera:

$V_c = 0.53 * f_c^{0.5} * b * d = 10.37 \text{ ton}$

Tabla 19. Resultados de diseño por cortante.

Diseño	
Vc (ton)	10.37
Av (cm ²)	1.42
Fy (kg/cm ²)	4 200

Vu a d (ton)	16.51	Vs (ton)	8.5	S (cm)	37
Vu a 2h (ton)	15.47	Vs (ton)	7.8	S (cm)	41

Ahora revisaremos los siguientes requisitos especiales de la norma en la sección 21.5.3.2 para sistemas duales:

A una distancia de 2h desde la cara de la viga (zona de confinamiento) la separación no debe ser mayor que el menor de los siguientes valores:

- a) $d/4$, la cuarta parte del peralte de la viga
- b) 8 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro
- c) 24 veces el diámetro del estribo
- d) 30 cm

Después de la longitud de confinamiento de 2h la separación s debe ser menor a $d/2$ y en toda la longitud se debe cumplir s del diseño por cortante.

Tabla 20. Cálculos de estribos de confinamiento.

21.5.3.2 Sistema Dual I	
Distancia 2h(m)	1.2
Diámetro de barra longitudinal(cm)	1.91
Diámetro de estribo estribo(cm)	0.93

Denominación	Diametro(mm)
Barra utilizada 3/4"	19.1

Confinamiento	
a) d/4(cm)	15
b) 8db longitudinal menor(cm)	15.9
c) 24db estribo(cm)	22.32
d) 30(cm)	30

Despues de 2h	
d/2(cm)	27

Por lo tanto, la distribución de los estribos será:

1 estribo de 3/8" @0.05, 8@15, Rto a 0.25m

Finalmente, la distribución de los aceros de la viga VP 101 se presenta en la figura 19:

Viga VP-101:

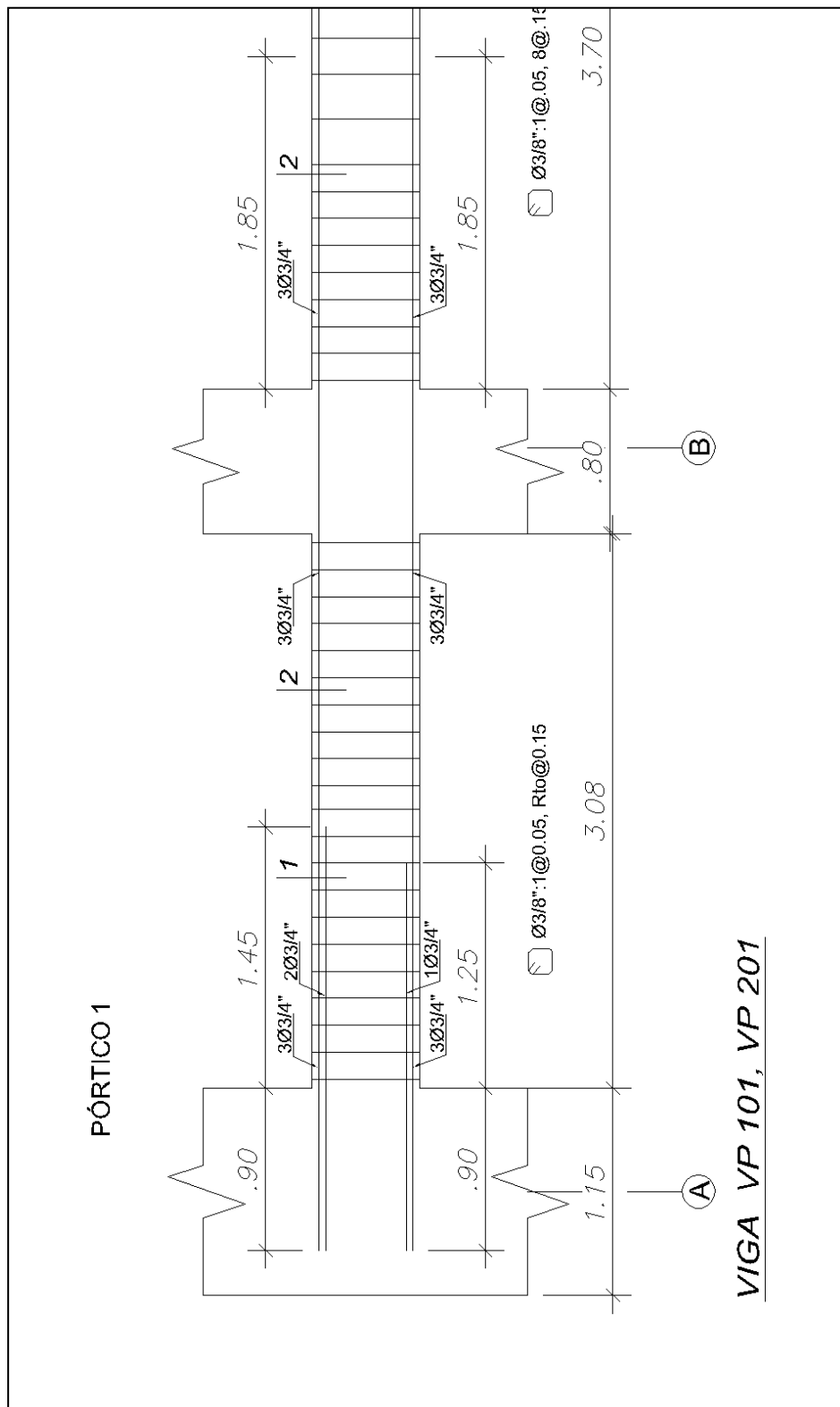


Figura 19. Armadura de viga VP-101.
Fuente propia.

- Diseño de la viga VP-107:

Se diseñará la viga VP-107 del eje C la cual pertenece a un sistema de muros.

La figura 20 muestra la ubicación de la viga VP-107:

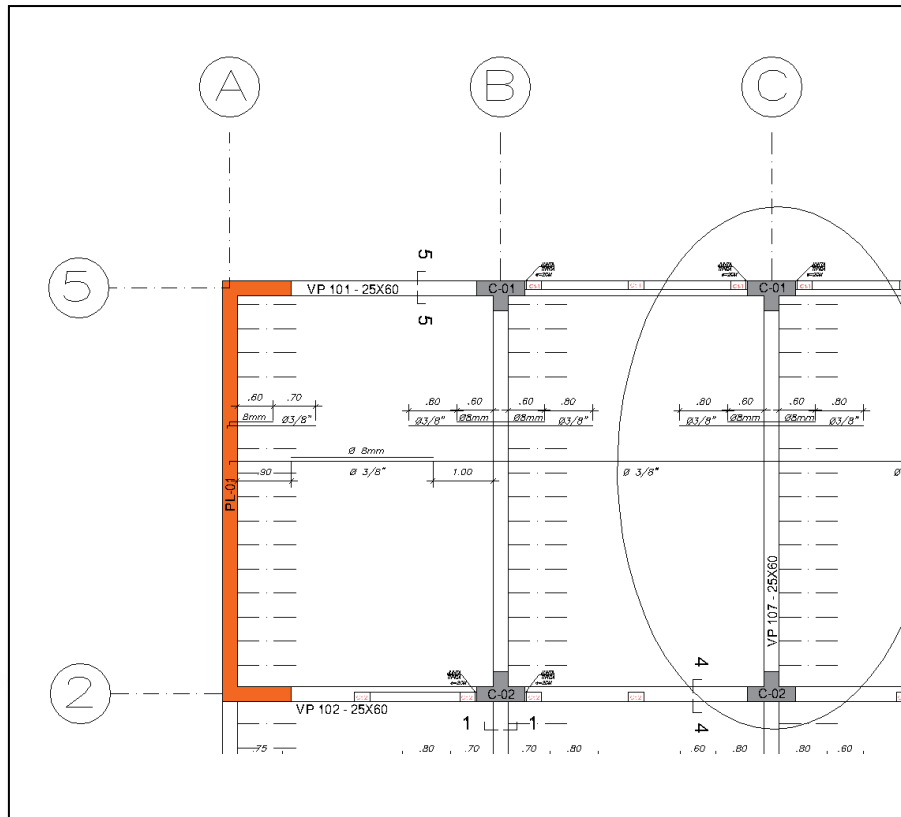
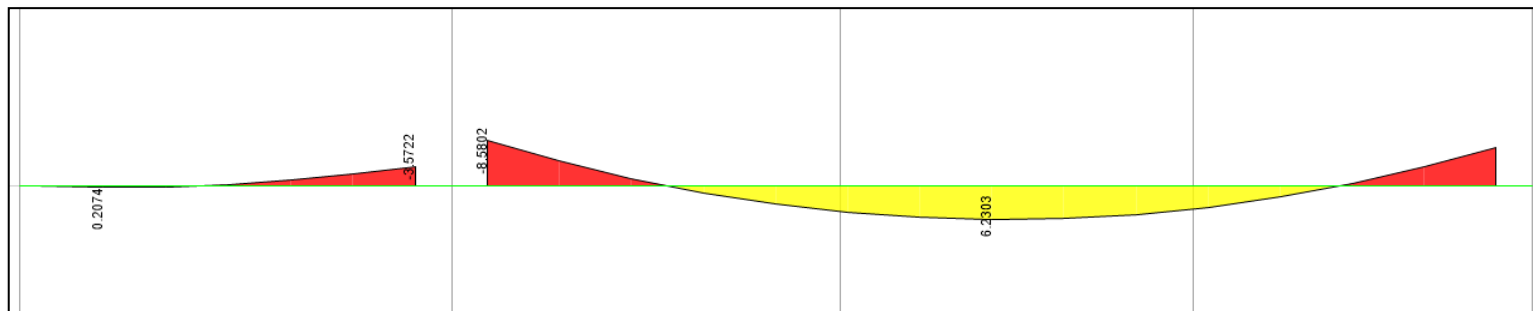


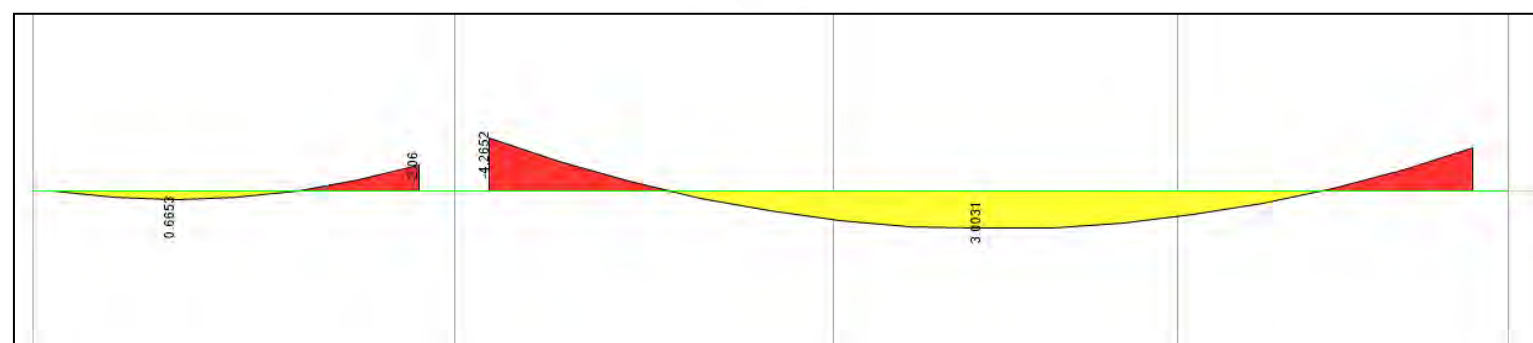
Figura 20. Ubicación en planta de viga VP-107.
Fuente propia.

La siguiente figura presenta los resultados obtenidos del programa ETABS de la viga VP-107. Los resultados de los sismos en X e Y son despreciables debido a que su magnitud máxima es menor a 1 ton.m.

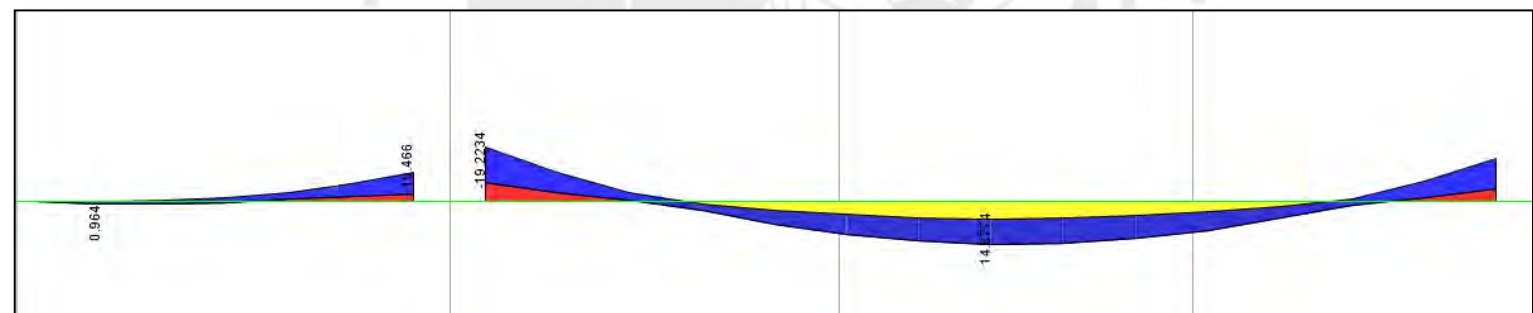
Resultados de análisis para la viga VP-107:



CM



CV



ENVOLVENTE

Figura 21. Diagrama de momentos flectores de la viga VP-107.
Fuente Propia.

Tabla 21. Diseño de viga VP-107

Mu- (ton.m)	d (cm)	a	Asreq (cm ²)	Ascolocado (cm ²)	Acero (und)
11	54	5.34	5.67	5.68	2 de 3/4"
19.5	54	9.90	10.52	11.36	4 de 3/4"
15	54	7.43	7.89	8.52	3 de 3/4"

Mu+ (ton.m)	d (cm)	a	Asreq (cm ²)	Ascolocado (cm ²)	Acero (und)
15	54	7.43	7.89	8.52	3 de 3/4"

La viga pertenece a un portico en la dirección Y-Y, donde el sistema estructural es de muros. Por ello, se deben seguir los lineamientos de la sección 21.4 de la norma para el diseño por cortante. Hallaremos la fuerza cortante V_u como el menor de:

- V_u calculado con los momentos nominales y la carga última en la viga como se indica más adelante y
- V_u de las combinaciones de carga con coeficiente sísmico igual a 2.5.

Luego verificaremos los lineamientos dentro de la longitud de confinamiento $2h$ y corroboraremos que el diseño por cortante se cumpla en toda la longitud de la viga. De esta forma garantizamos el comportamiento dúctil del elemento.

La figura 22 muestra la envolvente de cortantes con coeficiente sísmico=2.5 para la viga VP-03:

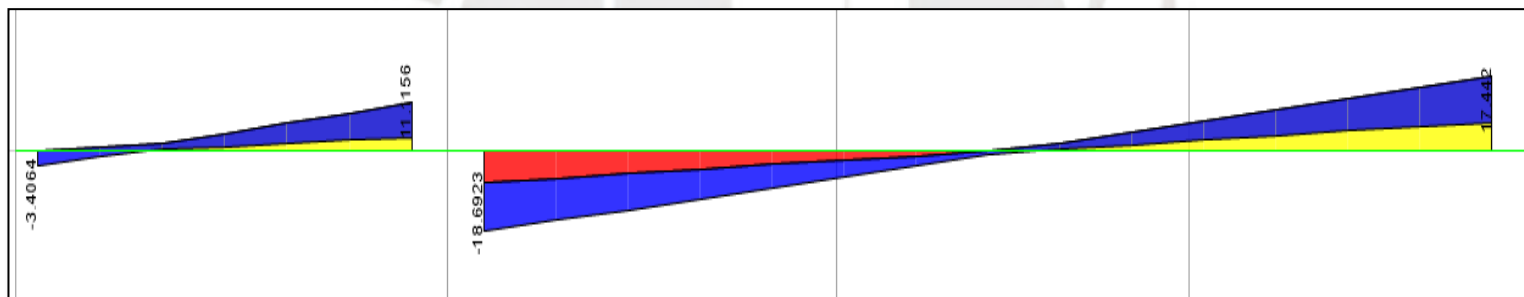


Figura 22. Cortante de viga VP-03.
Fuente Propia.

Envolvente:

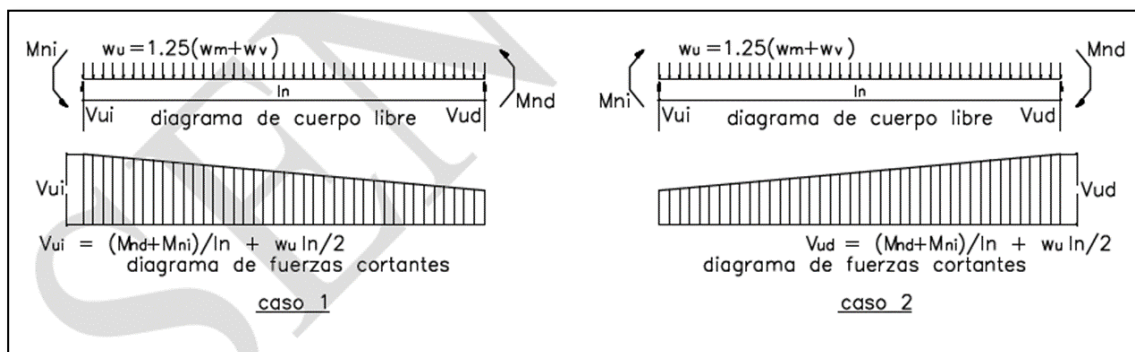
De la envolvente de cargas obtenemos los siguientes valores de V_u a una distancia $d=0.54$ m de la cara y $2h=1.2$ m de la cara:

V_u a $d=18.7$ ton.

V_u a $2h=17$ ton.

Análisis por capacidad:

Esquema:



**Figura 23. Esquema para el diseño por capacidad de vigas.
Recuperado de la Norma E.060 diseño en concreto armado, 2006.**

Con los aceros de la sección de la viga VP-107 de 25x60 y los aceros distribuidos de la siguiente manera: 2 aceros de $\frac{3}{4}$ '' positivos y 5 de $\frac{3}{4}$ '' negativos obtenemos los siguientes resultados para M_n^+ y M_n^- :

M_n^- : 20.89 ton.m

M_n^+ : 11.02 ton.m

Metrado de cargas y datos de la viga:

Longitud natural de la viga: 6.75m

Metrado de cargas:

Carga muerta: peso propio + piso terminado + peso del tabique = $0.36 + 0.025 + 0.6 = 0.985$ ton/m²

Carga viva: S/C = 0.0625 ton/m²

Carga última: $1.25(CM + CV) = W_u = 1.31$ ton/m²

Con estos valores obtenemos los siguientes resultados para V_u :

$V_{ui} = 9.67$ ton.

$V_{ud} = -0.83$ ton.

V_u a d de la cara = 9 ton.

Cortante resistida por el concreto

$$V_c = 0.53 \cdot f_c^{0.5} \cdot b \cdot d = 10.37 \text{ ton}$$

Con estos datos podemos calcular la distancia de separación de estribos:

Tabla 22. Diseño por cortante de la viga VP-107

Diseño de cortante	
Vc (ton)	10.37
Av (cm ²)	1.42
Fy (kg/cm ²)	4 200

Vu a d (ton)	18.7	Vs (ton)	11.6	S (cm)	27.7
Vu a 2h (ton)	17	Vs (ton)	9.6	S (cm)	33.4

A una distancia de 2h desde la cara de la viga la separación no debe ser mayor que el menor de los siguientes valores:

- La cuarta parte del peralte de la viga
- 10 veces el diámetro de la barra longitudinal menor
- 24 veces el diámetro del estribo
- 300 mm

Después de la longitud de confinamiento de 2h la separación debe cumplir ser como máximo $d/2$ y se debe cumplir el diseño por cortante en toda la sección.

Tabla 23. Lineamientos de la norma para VP-107.

Requerimientos 21.4 Muros		Denominación	D(mm)
2h(m)	1.2	3/4"	19.1
db long(cm)	1.91		
db estribo(cm)	0.93		
En 2h			
a) $d/4; s > 15$ (cm)	15		
b) 10 db longitudinal menor(cm)	19.1		
c) 24db estribo(cm)	22.32		
d) 30(cm)	30 cm		
Después de 2h			
d/2(cm)	27		

Por lo tanto, la distribución de acero por cortante será la siguiente:

1 estribo de 3/8 @0.1, 8@0.15, Rto cada 0.25.

La figura 24 muestra la distribución de acero para la viga VP-107:

Viga VP-107:

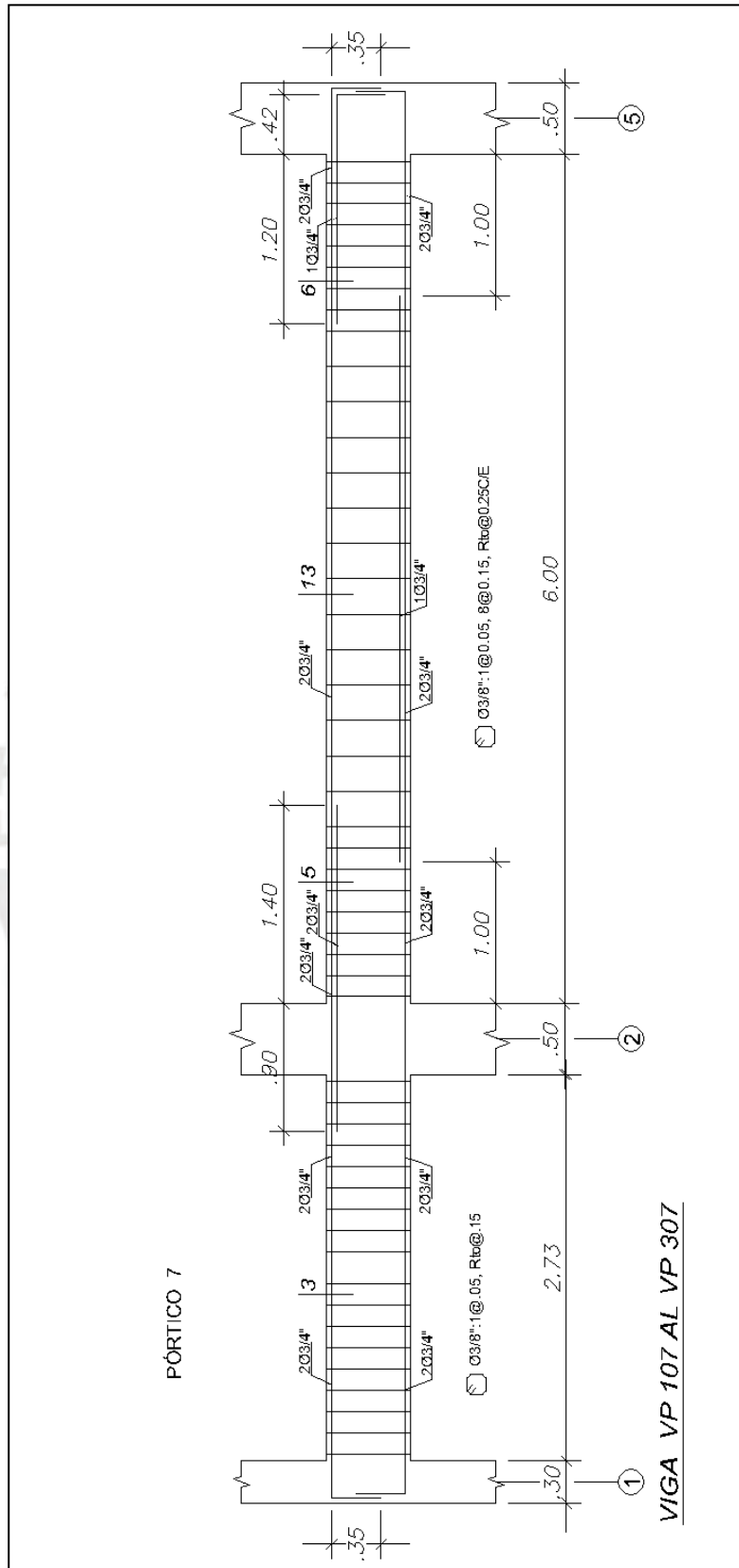


Figura 24. Armadura de acero de viga VP-107.
Fuente propia.

Capítulo 6 - Diseño de columnas

Las columnas son las encargadas de resistir momentos y cargas axiales ocasionadas por gravedad y resultantes de los sismos. Para diseñar una columna, se debe tomar en cuenta cada combinación de carga y construir el diagrama de interacción que determina la capacidad de la sección. Las hipótesis a seguir para construir los diagramas de interacción son las mismas presentadas al inicio de este informe.

6.1 Procedimientos de diseño

Para construir el diagrama de interacción proporcionamos una cantidad de acero distribuido en la sección de la columna tomando en cuenta las siguientes recomendaciones:

$$\mathbf{Cuantía\ mínima = 0.01}$$

$$\mathbf{Cuantía\ máxima = 0.06}$$

Al escoger el refuerzo de acero longitudinal podemos construir el diagrama de interacción el cual nos permitirá comparar las solicitaciones últimas (M_u , P_u) con los valores nominales (ΦM_n , ΦP_n) de diseño para la sección.

6.2 Ejemplo de diseño

Diseño por flexocompresión:

Se diseñará la columna C-02 ubicada en los ejes 2 y C, una de las columnas más esforzadas:

La siguiente figura muestra la ubicación de la columna C-02:

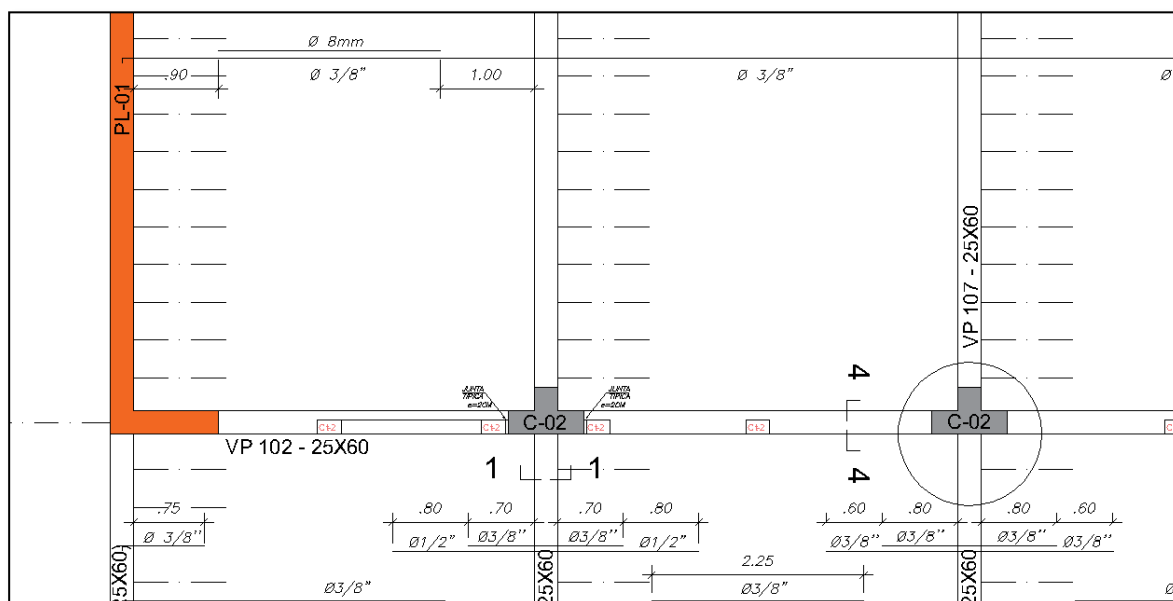


Figura 25. Ubicación de columna C-02.
Fuente Propia

Cuya sección es la siguiente:

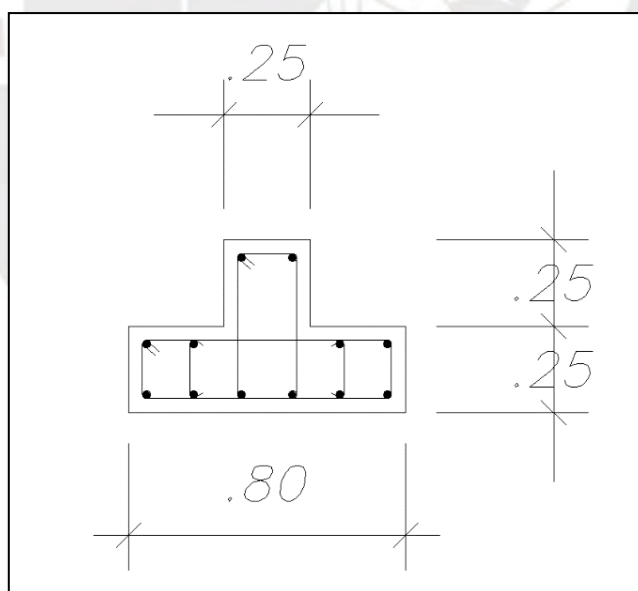


Figura 26. Sección de columna C-02.
Fuente Propia.

Pre dimensionamiento de acero, datos:

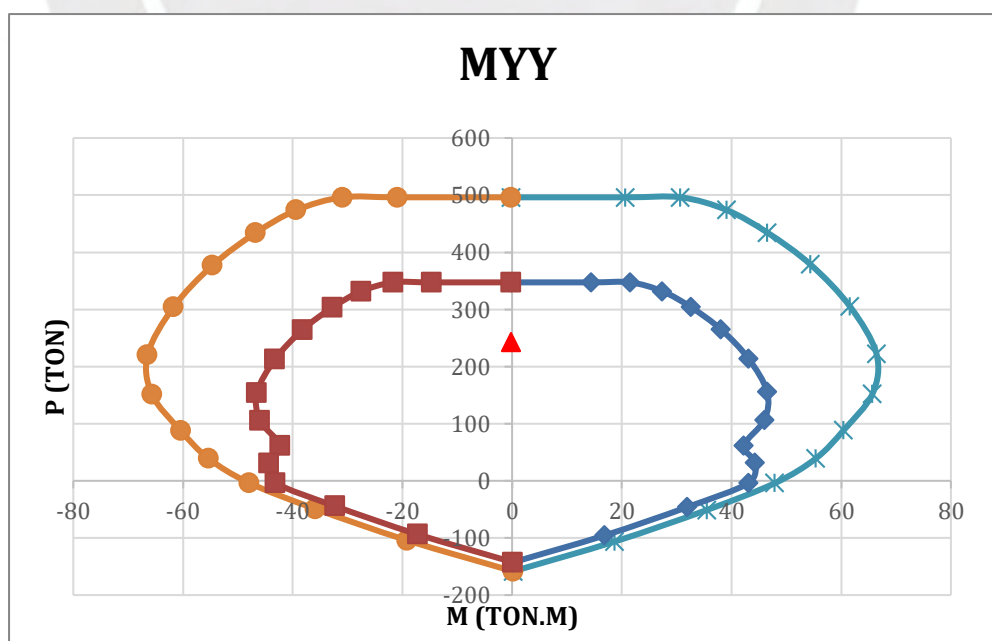
Tabla 24. Datos de predimensionamiento de acero en columna C02.

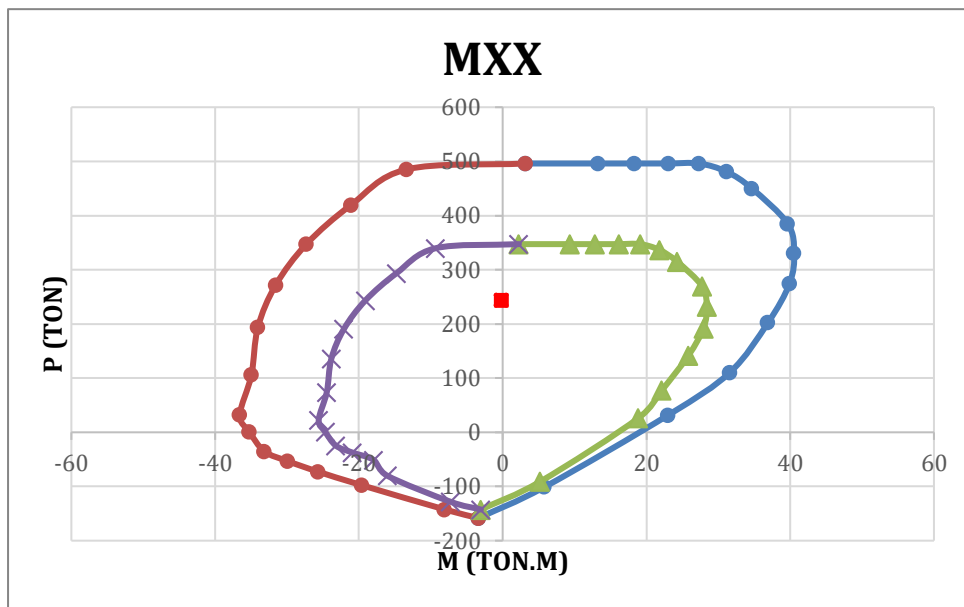
Calculo de Área de la sección	80x25+25x25
B(cm)	50
H(cm)	80
A. Sección(cm ²)	2 625
Min.=0.01(cm ²)	26.25
Max.=0.06(cm ²)	157.5
Recomendable=0.04(cm ²)	105

Utilizaremos 12 aceros de ¾” obteniendo un área igual a 34.08 cm² lo que nos presenta una cuantía de $p=0.013$, cercana a la cuantía mínima.

Con la distribución de acero elegida se construye el diagrama de interacción en las direcciones 3-3 (X-X) y 2-2 (Y-Y) de análisis con la ayuda del etabs, el factor phi de reducción indicado en la norma se utiliza sobre los valores nominales entregados por el programa etabs para construir el diagrama de diseño.

Diagramas de interacción:





Luego con las cargas presentes en la columna calculamos todas las combinaciones de cargas para verificar si están dentro de la zona permitida del diagrama de interacción.

Tabla 25. Cargas en columna C02:

Piso	Columna	Carga	Zona o estación	P (axial) (ton)	M2(momento) (ton.m)	M3(momento) (ton.m)
Piso 1	P1	Viva	Bottom	-26.5	0.07	0.5
Piso 1	P1	Muerta	Bottom	-70.3	0.24	1.82
Piso 1	P1	Sismox	Bottom	0.56	15	0.02
Piso 1	P1	Sismoy	Bottom	0.63	0.16	1.31

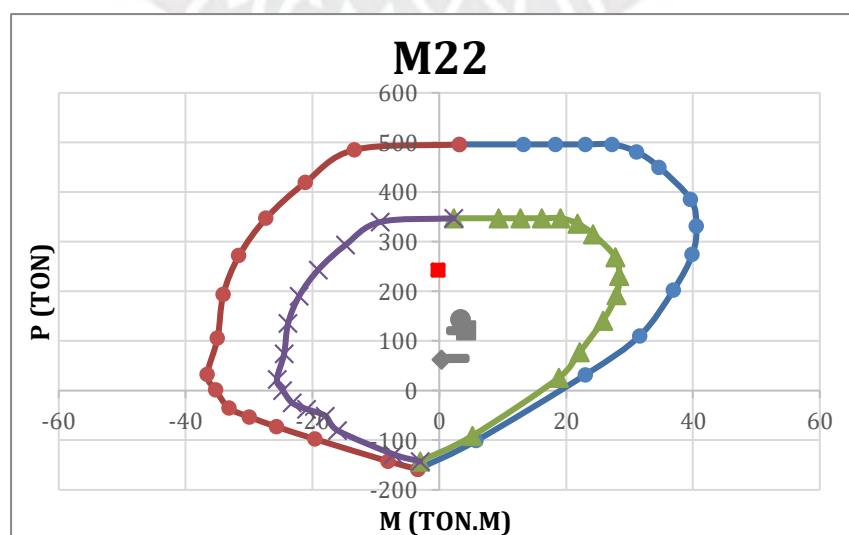
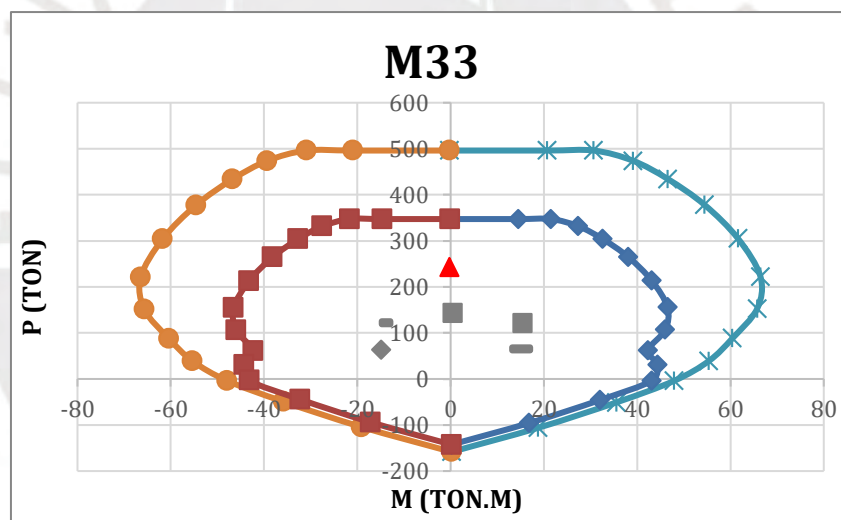
Con estas cargas encontramos las siguientes combinaciones:

Tabla 26. Combinaciones de cargas en columna C02:

	COMBO	P (ton)	M22 (ton.m)	M33 (ton.m)
SISMO X	1.4CM+1.7CV	143.6	0.5	3.4
	1.25(CM+CV) +SX	121.7	15.5	2.9
	1.25(CM+CV)-SX	120.5	-14.7	2.9
	0.9CM+SX	63.9	15.3	1.7
	0.9CM-SX	62.7	-14.9	1.6
SISMO Y	1.4CM+1.7CV	143.6	0.5	3.4
	1.25(CM+CV) +SY	121.7	0.6	4.2
	1.25(CM+CV)-SY	120.4	0.2	1.6
	0.9CM+SY	63.9	0.4	2.9
	0.9CM-SY	62.7	0.0	0.3

Luego colocamos los resultados de las combinaciones dentro de los diagramas de

interacción:



Con esto podemos observar que las demandas se encuentran dentro del diagrama de diseño lo que asegura un correcto funcionamiento de la columna por flexocompresión.

El acero que se ha utilizado es cercano al acero mínimo de la sección. Las dimensiones de la sección de la columna obedecieron a criterios de rigidez y resistencia lateral, ya que en la dirección longitudinal toman gran parte de la demanda del sismo.

- Diseño por cortante:

Debemos cumplir con el diseño por cortante en toda la longitud de la columna y además debemos cumplir las siguientes exigencias y consideraciones de confinamiento:

Dentro de la longitud de confinamiento L_o no se debe exceder la distancia S_o de separación de estribos donde:

So no debe ser mayor al mínimo de:

- a) $1/2$ de la sección mínima del elemento
- b) $8d_b$ longitudinal
- c) 10 cm

Lo debe ser mayor al mayor de:

- a) Mayor dimensión de la sección del elemento
- b) $1/6 h_n$ (luz libre del elemento)
- c) 50 cm

Tabla 27. Resultados de requisitos de la norma para estribos de confinamiento

Para S_o			
a)	$1/2$ de la sección mínima del elemento	=	25
b)	$8d_b$ longitudinal	=	15
c)	10 cm	=	10
Para L_o			
mayor dimensión de la sección del			
a)	elemento	=	80
b)	$1/6 h_n$ (luz libre del elemento)	=	48
c)	50 cm	=	50
S después de L_o			
a)	16 d_b long(cm):	=	31
b)	48 db estribo(cm):	=	45
c)	menor dimensión transversal(cm):	=	25
d)	$s_{max} < d/2$ (cm):	=	40
e)	$s_{max} < 30$ (cm):	=	30

Por lo tanto, los estribos quedan distribuidos de la siguiente manera:

8 estribos cada 10 cm el resto cada 25 cm.

Nudo:4@15cm

La siguiente figura muestra la distribución de acero de la columna C-02:

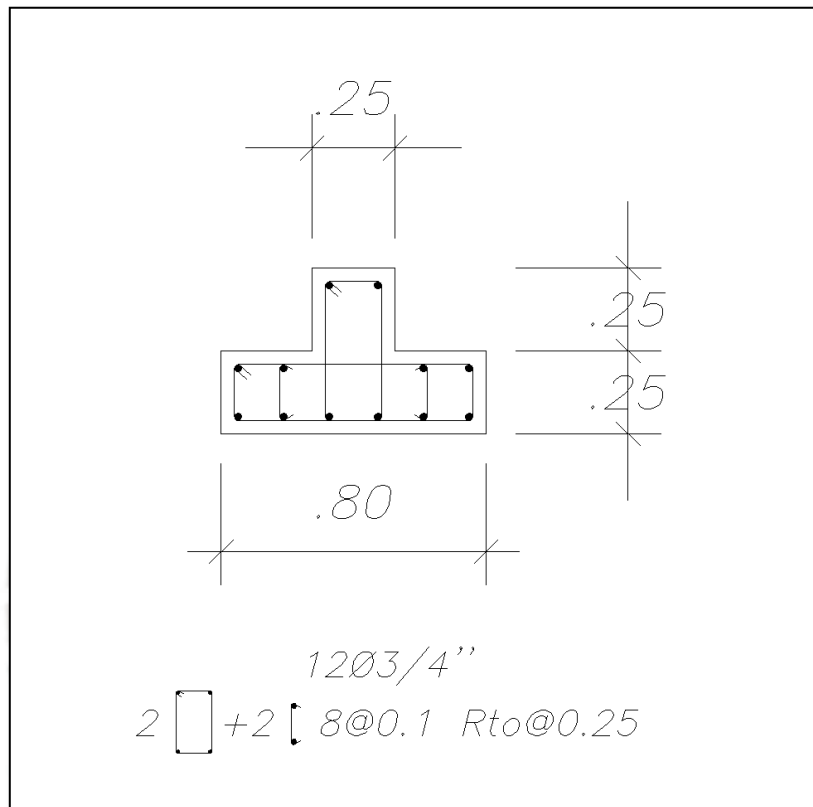


Figura 27. Armadura de acero de columna C-02.
Fuente Propia.

- Diseño de la columna C-03 ubicada entre los ejes F y 1:

La siguiente figura muestra la sección de la columna C-03:

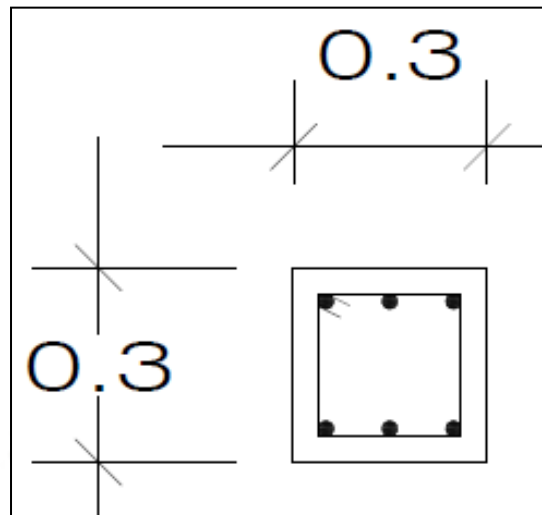
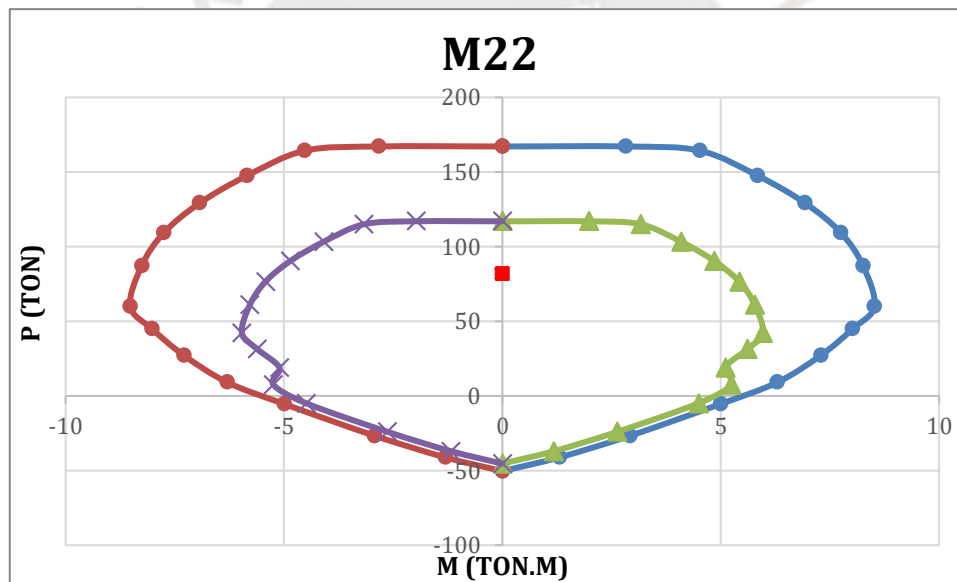
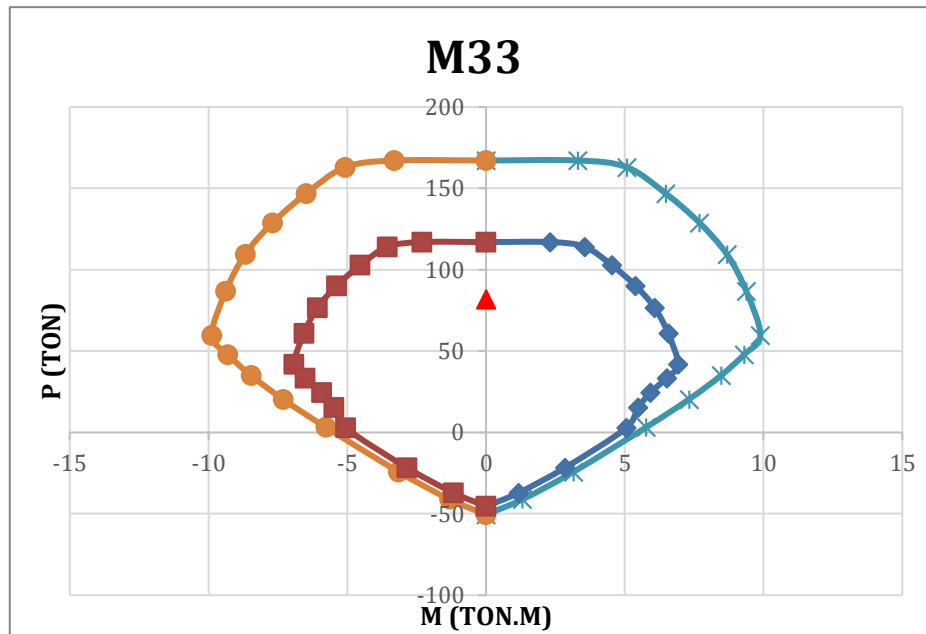


Figura 28. *Sección de la columna C-03.*
Fuente Propia.

Para la columna C-03 se se usarán 6 aceros de 5/8'' con un área total de 12 cm². Con la distribución de acero elegida desarrollamos el diagrama de interacción en las direcciones 3-3 y 2-2 de análisis con la ayuda del etabs:

Diagramas de interacción:



Se presenta la tabla de cargas en la columna C-03 (los momentos en M22 Y M33 son de magnitud despreciable):

Tabla 28. Cargas en columna C03:

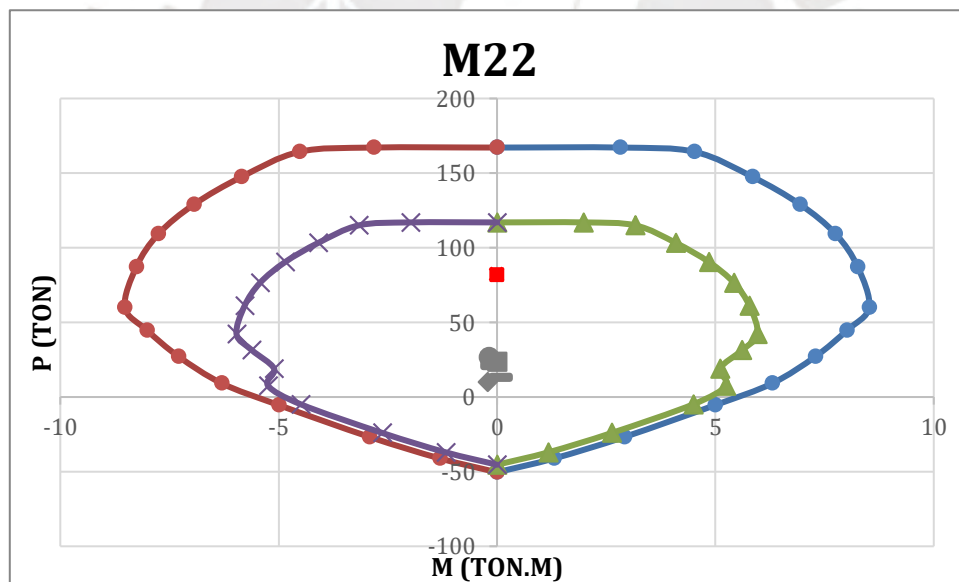
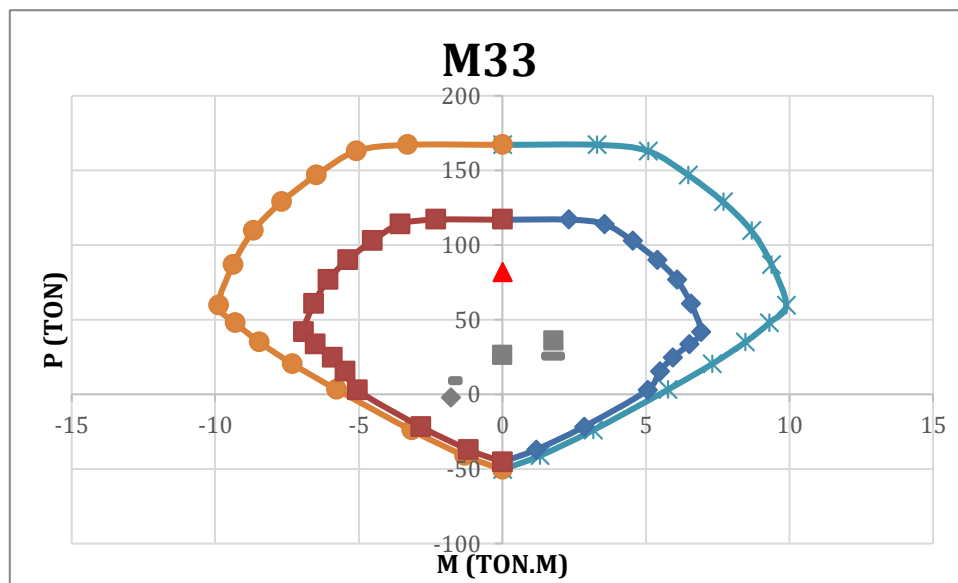
Piso	Columna	Combinación de carga	station	P (ton)
Piso 1	P1	Viva	Bottom	-5.1
Piso 1	P1	Muerta	Bottom	-12.6
Piso 1	P1	SismoX	Bottom	13.6
Piso 1	P1	SismoY	Bottom	1.5

Y con las cargas obtenemos los siguientes resultados de las combinaciones:

Tabla 29. Combinación de cargas en columna C03:

	COMBO	P (ton)	M22 (ton.m)	M33 (ton.m)
SISMO X	1.4CM+1.7CV	26.4	0.0	-0.2
	1.25(CM+CV)+SX	35.9	1.8	-0.1
	1.25(CM+CV)-SX	8.5	-1.8	-0.2
	0.9CM+SX	25.1	1.8	0.0
	0.9CM-SX	-2.3	-1.8	-0.1
SISMO Y	1.4CM+1.7CV	26.4	0.0	-0.2
	1.25(CM+CV)+SY	23.7	0.0	0.0
	1.25(CM+CV)-SY	20.7	-0.1	-0.3
	0.9CM+SY	12.9	0.0	0.1
	0.9CM-SY	9.9	-0.1	-0.2

Verificamos que las combinaciones de cargas queden dentro del diagrama de interacción:



Con esto podemos observar que las cargas últimas se encuentran dentro del diagrama de interacción lo que asegura un correcto funcionamiento de la columna por flexocompresión.

El acero que se ha utilizado es cercano al acero mínimo de la sección. Las dimensiones de la sección de la columna obedecieron a criterios de rigidez y resistencia lateral, ya que en la dirección longitudinal toman gran parte de la demanda del sismo.

Diseño por cortante:

De la misma forma se debe cumplir con las especificaciones de la norma mencionadas anteriormente y el diseño por cortante.

Tabla 30. Diseño por cortante en columna C03:

Nu(kg)	36 000				
Ag(cm ²)	900				
bw (cm)	30				
d (cm)	30				
Vc(ton)	8.9				
Vux(ton)	2	Vs(ton)	-7	s(cm)	-23
Estribo(cm ²)	0.71	#ramas	2		
Avy(cm ²)	1.42	dx	30		
Por lo tanto					
s en Lo (cm)	10				
s después Lo (cm)	15				

Por lo tanto, los estribos quedan distribuido de la siguiente manera:

5 estribos cada 10 cm el resto cada 15 cm.

Nudo:4@15cm

La siguiente figura muestra la distribución final de acero de la columna C-03:

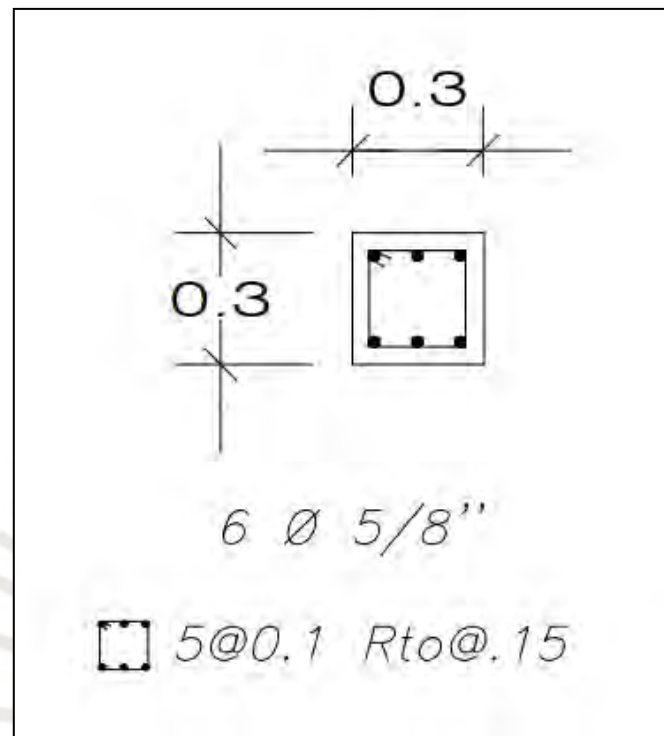


Figura 29. Armadura de acero de la columna C-03.
Fuente Propia.

Capítulo 7 - Diseño de placas

7.1 Modelo, metrados y análisis estructural

Los muros de corte o placas son los elementos encargados de recibir las cargas laterales de sismo, ya que por su rigidez absorben la mayor cantidad de fuerza sísmica total. Para las placas, por lo general, la condición crítica será la combinación que incluya el sismo debido a las grandes magnitudes de cortante y momentos que los sismos generan. Las combinaciones a tener en consideración para el diseño de placas por cortante y por flexo compresión son las mismas que vigas y columnas.

Además, las placas necesitarán confinamiento en los “núcleos” o “cabezas” ubicados en los extremos de estas, debido a su gran dimensión horizontal y vertical que comúnmente poseen. A continuación, se procederá a desarrollar el procedimiento para el diseño de muros de corte o placas.

7.2 Procedimiento de diseño

Al igual que en las columnas, se pre dimensionará el acero vertical presente en los extremos de las placas o elementos de borde y se efectuará el diagrama de interacción para verificar que el diseño es el correcto. Además, los elementos de borde deberán ser confinados si se cumple una de las siguientes características.

- a) Si la profundidad del eje neutro es mayor a $c \geq \frac{lm}{600x\left(\frac{Du}{hm}\right)}$ Donde: l_m es la

longitud del muro en plano horizontal, h_m la altura total de la placa y D_u es el desplazamiento lateral inelástico. Se debe confinar hasta una altura del mayor de l_m y $M_u/4V_u$.

- b) Se debe confinar los bordes cuando el esfuerzo de compresión calculado con las cargas amplificadas sea mayor $0.2f'_c$.

Confinamiento de estribos en el núcleo: la norma E.060 nos indica que el espaciamiento “s” no debe ser menor al menor valor de 10 veces el diámetro del menor acero longitudinal y 25 cm.

Acero mínimo: de la norma de concreto armado encontramos la cuantía de acero mínimo horizontal y vertical.

$$\rho_h = 0.0025$$

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_m}{l_m} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$$

Diseño por cortante:

El aporte del concreto es el siguiente:

$$V_c = A_c w * a_c * f'_c$$

Luego para calcular la fuerza cortante de diseño (Vud) debemos calcular a Vu del análisis por un factor como se muestra en la siguiente expresión:

$$V_{ud} = V_u * \frac{M_n}{M_u} ; \frac{M_n}{M_u} \leq R$$

Mn lo obtenemos después de construir el diagrama de interacción con el acero colocado y luego de esto podemos calcular Vs como:

$$V_s = A_c w * \rho_h * f'_y$$

Y obteniendo ρ_h podemos calcular ρ_v .

Este Vud calculado se usará una longitud vertical L como el mayor de los siguientes valores:

Lm, Mu/4Vu y la altura de los primeros dos pisos.

7.3 Ejemplo de diseño:

Diseño de la placa PL1:

Diseño por flexocompresión:

Debido a que la placa es de forma similar a una “C” primero se hará un análisis local en la dirección X-X con la dimensión de la placa en la dirección “Y” influyente y luego un análisis con las dimensiones completas de la placa en la dirección Y. Es decir, para diseñar el muro, primero verificaremos el acero analizando el sismo en la dirección X-X tomando la dimensión de la placa influyente en la dirección “Y” como se indica en la norma, después comprobaremos si este diseño cumple para el sismo en la dirección Y con las dimensiones completas de la placa:

- Diseño para sismo en X:

El acero tentativo será 8 aceros de $\frac{3}{4}$ ” + 6 aceros de 1” distribuidos como se muestra en la siguiente figura:

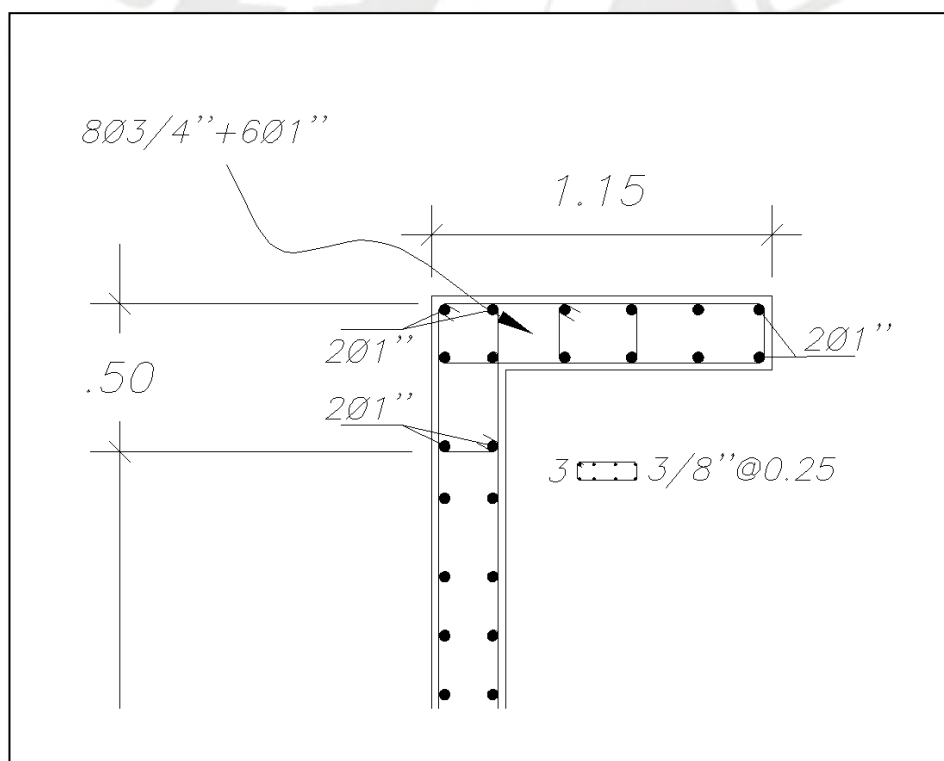


Figura 30. Distribución de acero de la placa PL-01.
Fuente Propia.

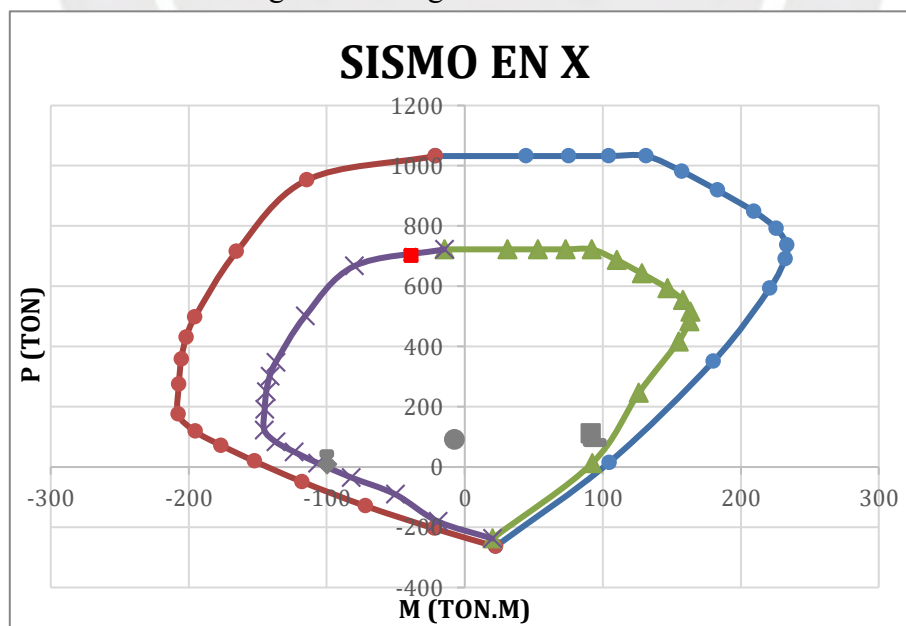
Tabla 31. Fuerzas en placa PL2.

Piso	Placa	Caso de carga	Lugar	P	M2	M3
				tonf	tonf-m	tonf-m
Piso 1	PL2	Viva	Bottom	-13	-2	-4
Piso 1	PL2	Muerta	Bottom	-49	-3	-9
Piso 1	PL2	Sismo X	Bottom	35	97	80
Piso 1	PL2	Sismo Y	Bottom	14	69	196

Tabla 32. Combinación de cargas en PL2.

	COMBO	P (ton)	M22 (ton.m)	M33 (ton.m)
SISMO X	1.4CM+1.7CV	90	-7	-18
	1.25(CM+CV)+SX	113	91	65
	1.25(CM+CV)-SX	42	-103	-95
	0.9CM+SX	79	94	72
	0.9CM-SX	8	-100	-88

Y colocando las cargas en el diagrama obtenemos:



Como las cargas últimas de todas las combinaciones de carga caen dentro del diagrama con el factor phi(nominal) podemos asegurar que el diseño es satisfactorio para el sismo en la dirección X-X.

- Diseño para sismo en Y:

El acero será el mismo calculado para la dirección X, el análisis se hará para la dimensión completa de la placa.

Cargas:

Tabla 33. Cargas en PL2 en dirección Y.

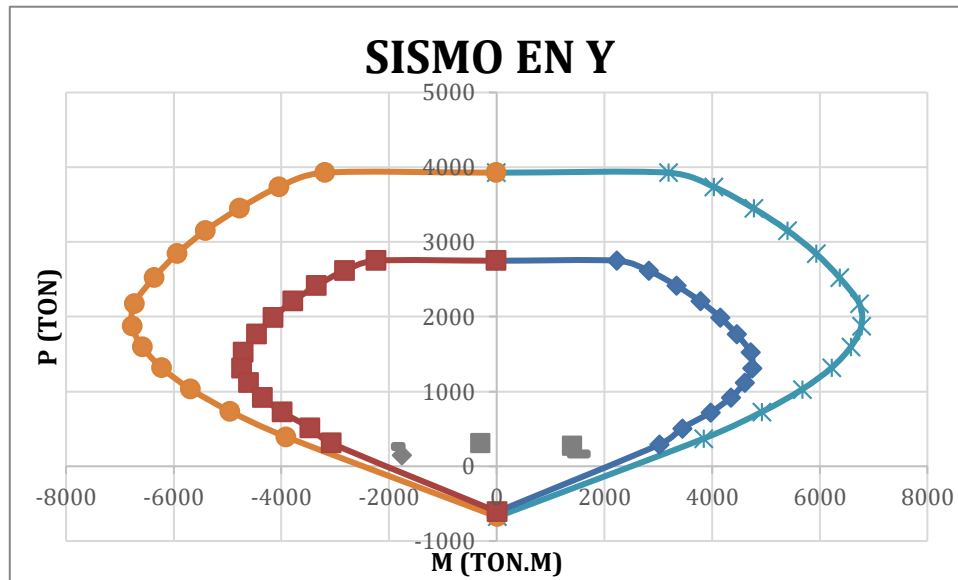
Piso	Placa	Caso de carga	Lugar	P	M2	M3
				tonf	tonf-m	tonf-m
Piso 1	PL2	Viva	Bottom	-43	0	-75
Piso 1	PL2	Muerta	Bottom	-170	0	-129
Piso 1	PL2	SismoX	Bottom	49	214	69
Piso 1	PL2	SismoY	Bottom	7	4	1 648

Combinación de cargas:

Tabla 34. Combinación de cargas en PL2 en dirección Y.

	COMBO	P (ton)	M22 (ton.m)	M33 (ton.m)
SISMO Y	1.4CM+1.7CV	311	1	-309
	1.25(CM+CV)+SY	274	5	1 393
	1.25(CM+CV)-SY	259	-4	-1 904
	0.9CM+SY	161	4	1 532
	0.9CM-SY	146	-4	-1 764

Diagrama de interacción con cargas:



De la misma manera, como las cargas últimas quedan dentro del diagrama nominal comprobamos que el acero escogido es el correcto para el diseño de la placa:

Diseño por cortante:

La resistencia al corte de la sección se calcula con la siguiente fórmula:

$$V_c = A_c w * a_c * f'c$$

Con esto obtenemos V_c igual a 58 toneladas y el valor de la fuerza cortante del análisis (V_{ua}) es igual a 143 ton.

La fuerza cortante de diseño, para garantizar falla dúctil, se calcula de la siguiente manera:

$$V_{ud} = V_{ua} * \frac{M_n}{M_u}; \frac{M_n}{M_u} \leq R$$

Con $M_n/M_u=1.32$ obtenemos:

$V_{ud}=183$; y $V_s=165$ ton.

Y $V_n=V_s+V_c < V_{n\text{máx}}$.

Calculamos ϕ de la siguiente manera:

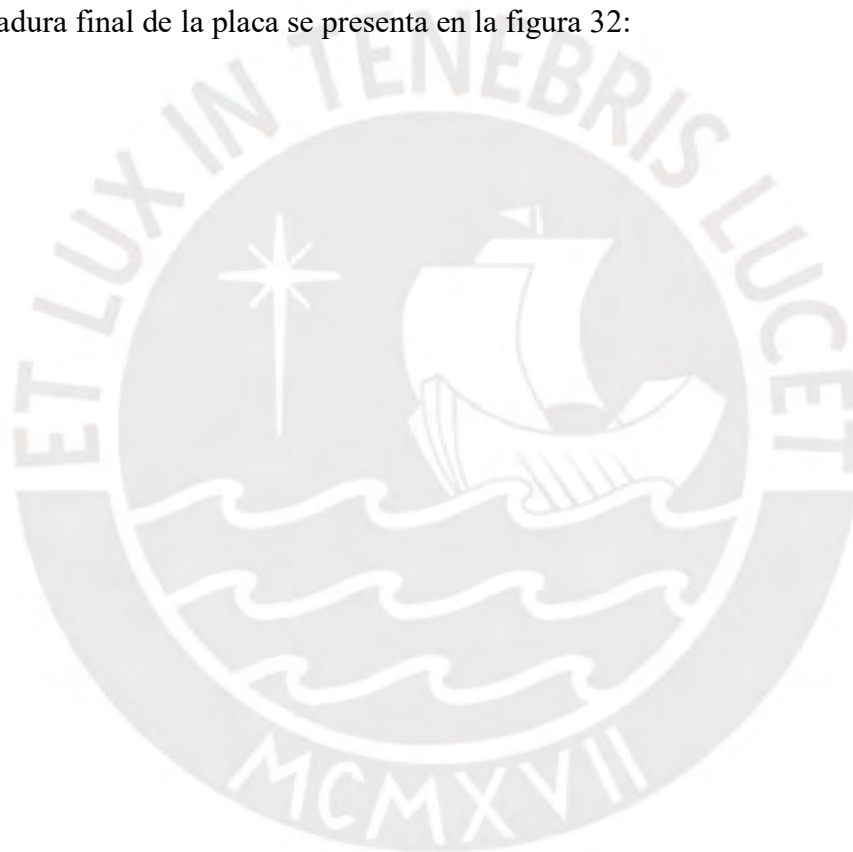
$$p_h = \frac{V_s}{f' y * t * L_m}$$

$$p_h = \frac{165000}{4200 * 25 * 700} = 0.0025$$

$$p_v = 0.0025$$

Por lo tanto, el acero horizontal y vertical necesitan una cuantía de $p=0.0025$. La distribución de acero será de 3/8'' distribuidos en 2 capas separados cada 25 centímetros.

La armadura final de la placa se presenta en la figura 32:



Placa PL-01:

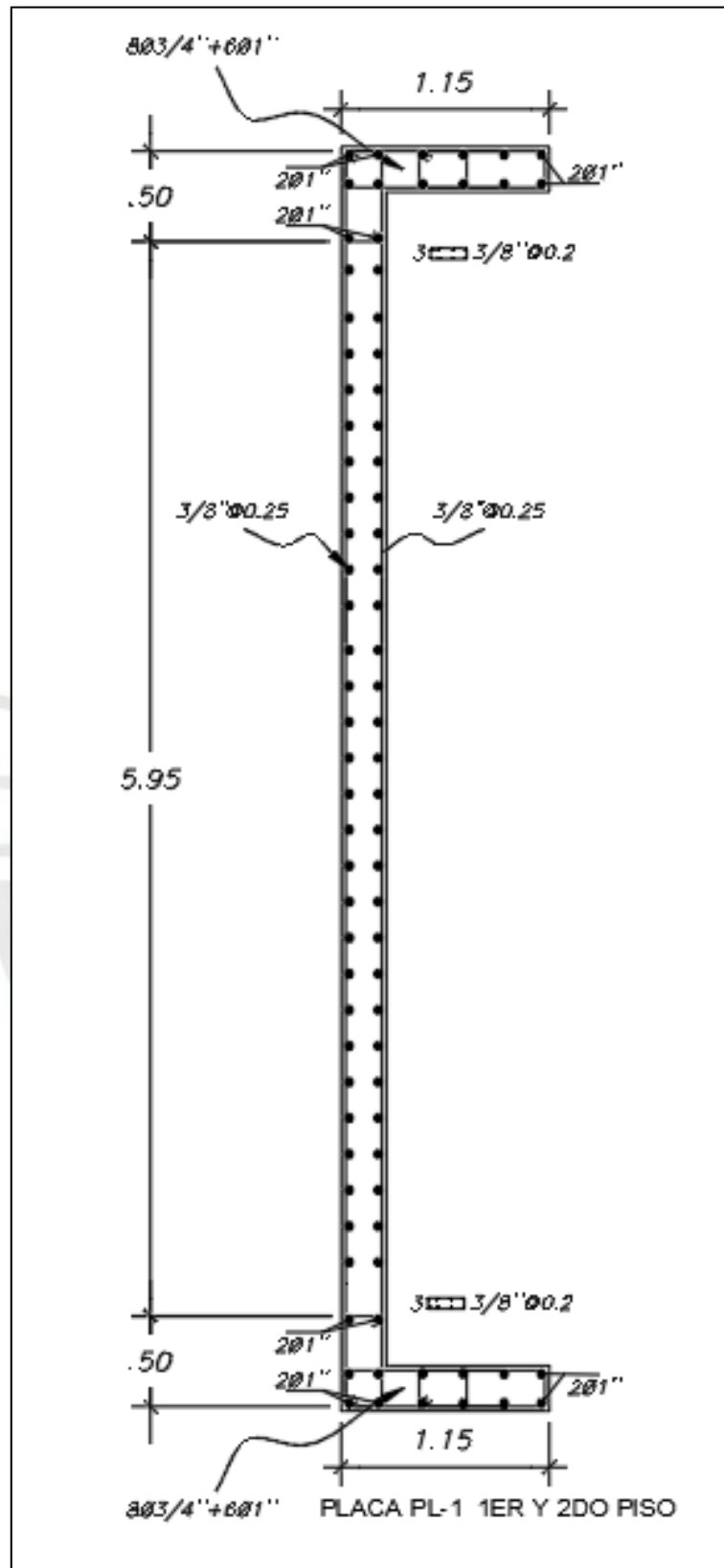


Figura 31. Armadura de acero de placa PL-02.
Fuente Propia.

Capítulo 8 - Diseño de cimentaciones

8.1 Modelo, metrados y análisis estructural

Las cimentaciones pueden ser de diferentes tipos dependiendo de las restricciones de espacio y de cargas que se les presenten, además depende de si son superficiales o profundas. Para este proyecto, las cimentaciones que se encargarán de transmitir las cargas de la estructura al suelo, respetando la capacidad del suelo, serán en su mayoría zapatas aisladas y combinadas. La presión admisible obtenida del estudio de mecánica de suelos es de $q_a=4.0 \text{ kg/cm}^2$ y la profundidad de cimentación hallada es de 1.2 m.

8.2 Procedimiento de diseño

Dimensionamiento: al conocer las cargas provenientes de los elementos estructurales hacia la zapata podemos pre dimensionar el elemento con la siguiente expresión: Área de la zapata = P/q_a . Luego de esto, podemos empezar a realizar las verificaciones por gravedad y sismo. La práctica nos permite incrementar el esfuerzo del suelo en un 30 por ciento para las verificaciones por sismo. El esfuerzo en la zapata por sismo en una dirección se calcula con la siguiente expresión:

$$\text{Esfuerzo} = \frac{P}{At} + Mx * \frac{cx}{Iy} + My * \frac{cy}{Ix}$$

Si las dimensiones de la zapata son “B” y “L”, como se muestra en la siguiente figura, podemos deducir la siguiente ecuación:

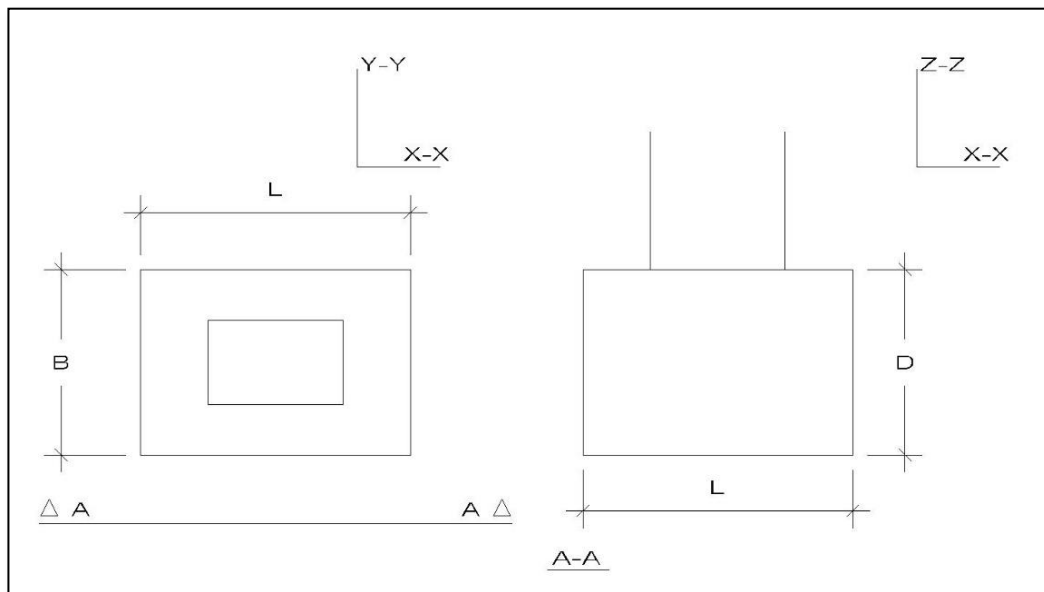


Figura 32. Esquema de dimensiones de zapata.
Fuente Propia.

Y obtenemos:

$$\text{Esfuerzo} = \frac{P}{B \times L} + \frac{6Mx}{BL^2} + \frac{6My}{LB^2}$$

Una vez pre dimensionada la zapata se calcula la combinación más desfavorable con las combinaciones de carga presentadas anteriormente.

Para el diseño por cortante tenemos dos casos de diseño y verificación: punzonamiento y corte.

Diseño por punzonamiento.

las zapatas no llevan estribos; por ello, las cortantes las resisten íntegramente el concreto. Al recibir cargas verticales se crea una sección crítica de punzonamiento a una distancia $d/2$ desde la cara del elemento vertical, con lo cual podemos encontrar la distancia d requerida de la siguiente manera:

Se presenta el esquema de cortante por puzonamiento:

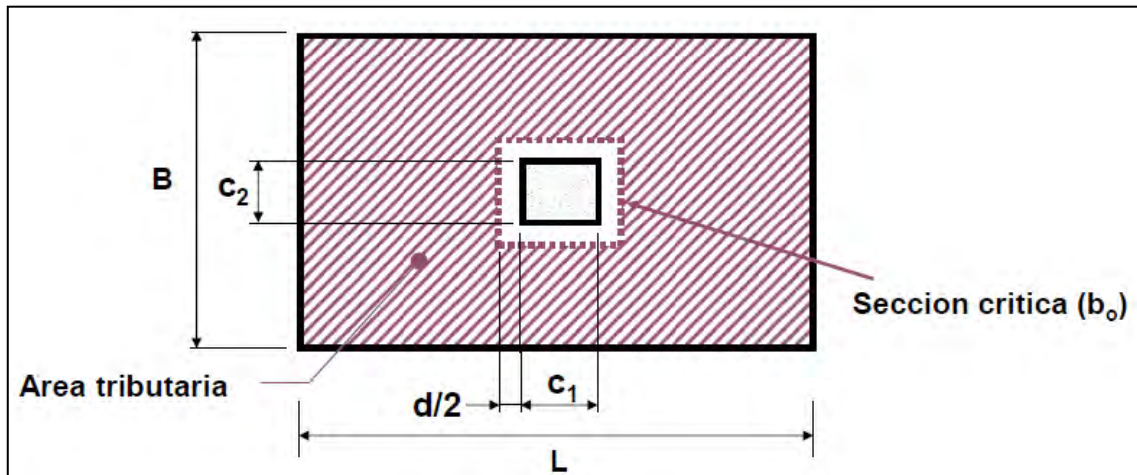


Figura 33. Esquema de cortante por punzonamiento para zapatas.
Fuente Propia.

Al asumir un peralte efectivo “d” se calcula el perímetro B_o y el área A_o de la sección crítica. Se debe comprobar que:

$$\phi V_c \geq V_u$$

Donde:

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \times f'c^{0.5} \times B_o \times d$$

$$V_u = \sigma_{ult}(A - A_o)$$

Donde A=área total y A_o área hasta $d/2$ de la cara de la columna.

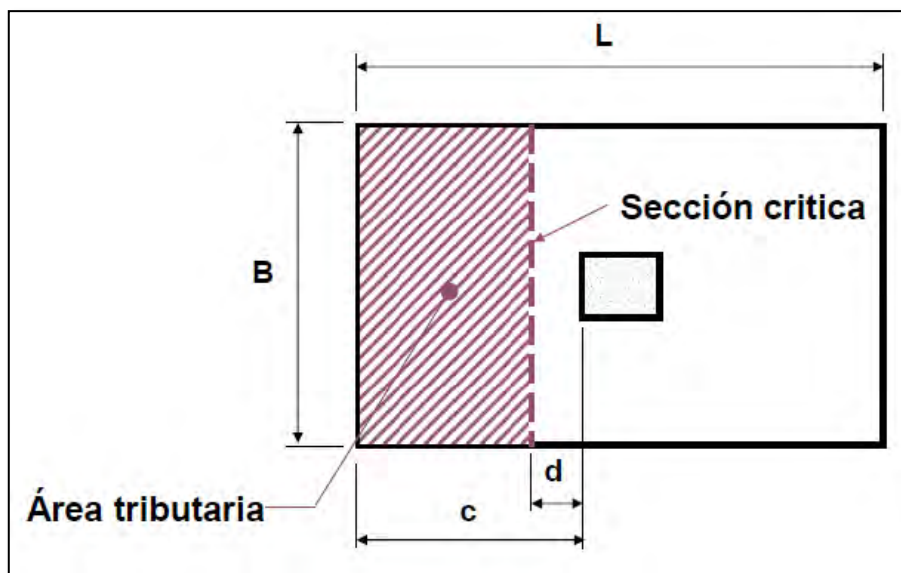
Diseño por corte.

Para este caso, donde la sección crítica está a “d” de la cara, V_c y V_u se calculan de la siguiente manera:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times f'c^{0.5} \times b \times d$$

$$V_u = \sigma_{ult} \times L \times (c - d)$$

La siguiente imagen muestra el esquema para el diseño por cortante:



*Figura 34. Esquema de cortante para zapatas.
Fuente Propia.*

Donde se debe cumplir que $\Phi V_c \geq V_u$.

Diseño por flexión.

La expresión para encontrar el momento último es la siguiente:

$$M_u = \frac{\sigma_u c^2}{2} \leq \phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$A_{s,\min} = 0.0018bh$$

Donde c es la distancia hacia el extremo de la zapata y σ_u el esfuerzo último en el elemento donde suponemos una distribución de esfuerzo rectangular.

8.3 Ejemplo de diseño

Se diseñará la zapata aislada de la columna C-02 ubicada entre los ejes 2YF:

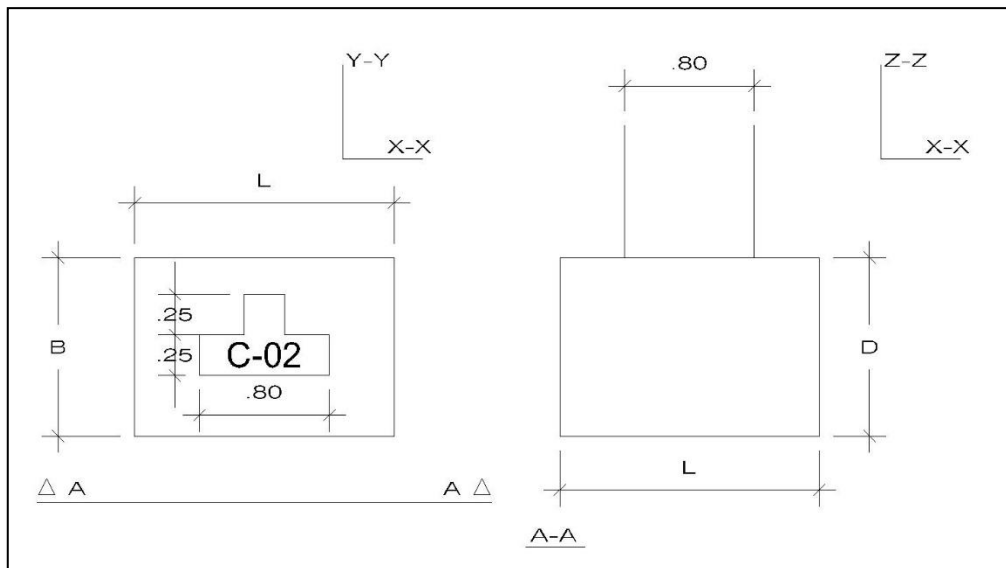


Figura 35. Esquema para el diseño de la zapata de la columna C-02 ubicada en los ejes 2 y F.

Fuente Propia.

Datos de la cimentación:

Tabla 35. Datos de la zapata aislada Z02.

Cimentaciones superficiales - Diseño de una zapata aislada					
Resistencia del terreno =	40	ton/m ²	incrementada 30%:	52	ton/m ²

Dimensiones de la columna					
x-x (B)	0.8	m	f_c	210	kg/cm ²
y-y (L)	0.5	m			

Del etabs obtenemos las fuerzas actuantes y luego calculamos el predimensionamiento cuyos resultados se presentan en las siguientes tablas:

Tabla 36. Cargas en Z02.

Cargas	P (ton)	M _x (ton.m)	M _y (ton.m)
Muerta	61	0.11	1.26
Viva	26.1	0	0.5
SismoX	21.61	16.3	0.11
SismoY	4.15	0.2	1.3
Servicio	87.1	0.11	1.76

Tabla 37. Predimensionamiento de la zapata.

$\gamma_{\text{terreno reducida}} = 0.9q_a = q_{\text{reducida}}$	36	ton/m ²
Área tentativa = $1.05P/q_{\text{reducida}}$	2.54	m ²
Diferencia de lados	0.3	m

Con lo cual el área es igual a 2.54 m² y debe resolverse de B y L donde L-B=0.3

Obteniendo con B=1.8 y L=1.5 un área total de la zapata de 2.7 m².

Se efectúa la 1ra verificación sin sismo:

$$\text{Esfuerzo} = \frac{P}{B \times L} + \frac{6Mx}{BL^2} + \frac{6My}{LB^2}$$

Resolviendo con la fórmula obtenemos:

Verificación momentos en x-x			
$\sigma_x =$	34.008	ton/m ²	¿Es menor a la resistencia del terreno? Sí, seguir
Verificamos biaxialmente			
$\sigma_x =$	36.615	ton/m ²	¿Es menor a la resistencia del terreno? Sí, seguir

2da Verificación por sismo en x:

Ps	108.71	ton	
$\sigma_x =$	65.14	ton/m ²	¿Es menor a la resistencia del terreno? No
Resistencia del terreno incrementada 33%			No, redimensionar
=	53.2	ton/m ²	

Aún aumentando en 30% la resistencia del terreno las dimensiones de la zapata no soportarán las cargas. Por lo que se aumentarán estas dimensiones en B=1.9 y L=1.6 con lo que:

Ps	108.71	ton	
$\sigma_x =$	49.88	ton/m ²	¿Es menor a la resistencia del terreno? No
Resistencia del terreno incrementada 33%			Sí, seguir
=	53.2	ton/m ²	

Ya que el esfuerzo es menor al $1.33q_u = 53.2$ las dimensiones de la zapata garantizan un correcto desempeño de este elemento estructural.

3ra Verificación por sismo en y:

Ps	91.25	ton		
$\sigma_y =$	31.45	ton/m ²	¿Es menor a la resistencia del terreno?	Sí, seguir
Resistencia del terreno incrementada un 33% =	53.2	ton/m ²		Sí, seguir

Con lo que verificamos las dimensiones de esta zapata de B=1.9 y L=1.6.

Cargas últimas: se debe amplificar las cargas mediante las combinaciones últimas que dicta la norma para encontrar la combinación más desfavorable.

Tabla 38. Combinación de cargas de la zapata Z-02.

Combinaciones de cargas	P (ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)	σ_x
1.4 CM + 1.7 CV	129.77	0.154	2.614	42.93
1.25 (CM+CV) + SX	130.485	16.4375	2.31	57.20
1.25 (CM+CV) - SX	87.265	16.1625	2.09	14.86
1.25 (CM+CV) + SY	113.025	0.3375	3.5	38.84
1.25 (CM+CV) - SY	104.725	-0.0625	0.9	33.22
0.9 CM + SX	76.51	16.399	1.244	39.39
0.9 CM - SX	33.29	-16.201	1.024	-2.95
0.9 CM + SY	59.05	0.299	2.434	21.03
0.9 CM - SY	50.75	-0.101	-0.166	15.41
Esfuerzo último más desfavorable =	57.20		ton/m ²	

Diseño por punzonamiento.

Se comenzará el diseño suponiendo un peralte “d” de 50 centímetros y con las fórmulas mencionadas para cortantes calculamos:

Volados iguales (m)	d (m)	bo (m)	Ao (m ²)	Vu (ton)	ϕV_c (ton)	¿Cumple $\phi V_c \geq Vu$?
0.6	0.50	4.6	1.3	120.12	300.3	Sí, seguir

Diseño por corte.

Con el mismo peralte de 50 cm tenemos.

$$V_{ux} - x = 57.2 * 1.7 * (0.6 - 0.5)$$

$$V_{u,y} = 57.2 * 2 * (0.6 - 0.5)$$

	Vu (ton)	ϕV_c (ton)	¿Cumple $\phi V_c \geq V_u$?
x-x	9.72	65.28	Sí, seguir
y-y	11.44	55.49	Sí, seguir

Con esto verificamos que el diseño por cortante y punzonamiento son correctos con un peralte de 50 cm. Sin embargo, usaremos un peralte de $h=60$ centímetros ya que necesitamos poder desarrollar la longitud de anclaje en compresión del acero vertical.

Diseño por flexión.

$$M_u = 57.2 * 1 * \frac{0.6^2}{2} = 10.3 \text{ ton.m}$$

Con esto requiero 5.52 cm² de acero por metro de zapata. El acero mínimo es:

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 * 50 * 100 = 9 \text{ cm}^2$$

De esta manera la zapata tendrá 1 ϕ de 5/8''@0.2m

La siguiente imagen muestra la armadura de zapata Z-02:

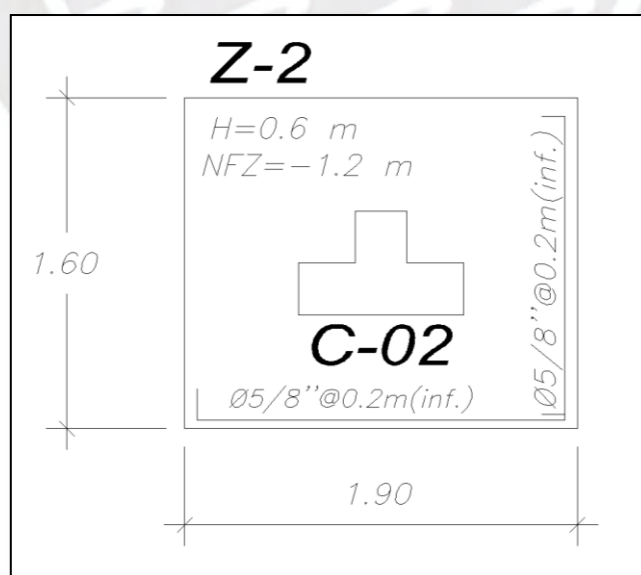


Figura 36. Armadura de zapata C-02.
Fuente Propia.

Capítulo 9 - Diseño de escaleras

9.1 Metrados, modelos y análisis estructural

Las escaleras son los elementos que conectan los distintos niveles de una edificación. El modelo que se suele usar para el diseño es el de una losa armada en una dirección de un metro de ancho. La escalera de este proyecto se modelará tomando en cuenta la inclinación correspondiente a los pasos de la escalera y la sección recta del descanso. El diseño de la escalera se hará tomando en cuenta las cargas de gravedad con la combinación para la carga última de $W_u=1.4C_M+1.7C_V$.

9.2 Procedimiento de diseño

El modelo de análisis de la escalera se presenta en la siguiente figura:

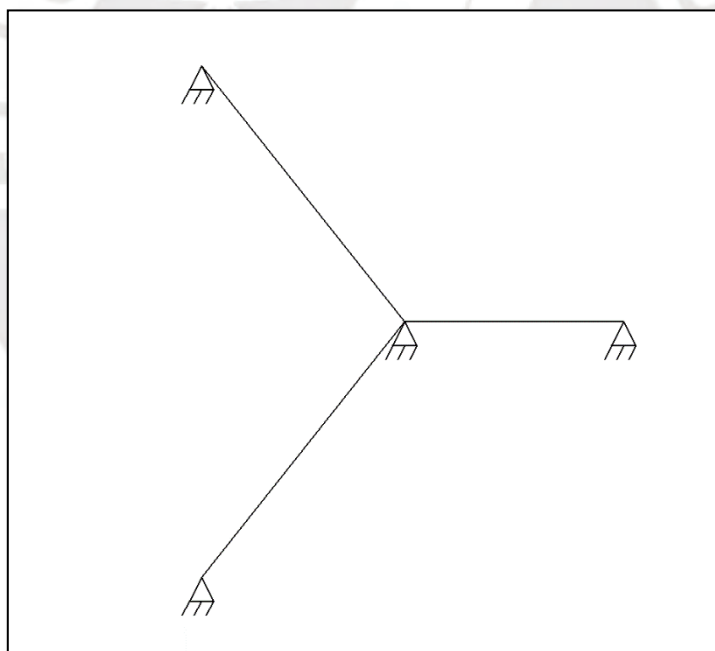


Figura 37. Modelo estructural escalera.
Fuente Propia.

Metrado de cargas

El peso propio para la escalera se calcula de la siguiente manera:

$$W_p = 2.4x\left(\frac{C_p}{2} + g * \left(1 + \left(\frac{C_p}{P}\right)^2\right)^{0.5}\right)$$

Donde:

Cp=contrapaso

g=ancho de garganta

P=Paso

9.3 Ejemplo de diseño

Metrado de cargas

Para un ancho de un metro de escalera, con ancho de gargante $g=0.15m$, paso= $0.3m$, contrapaso= 0.175 y ancho de losa= 0.2 obtenemos los siguientes resultados:

Para la escalera:

$$Wp = 2.4x(0.175/2 + 0.15 * (1 + (0.175/0.3)^2)^{0.5} = 0.626$$

$$Piso terminado = 0.1ton/m2x1m = 0.1ton/m$$

$$Wm = 0.726ton/m$$

Sobrecarga

$$S/C = 0.4 * 1 = 0.4ton/m$$

$$Wv = 0.4 ton/m$$

$$Wu = 1.4CM + 17CV = 1.7 ton/m$$

Descanso:

Para una losa de un metro de ancho:

$$Peso propio = 2.4 * 0.15.2 = 0.36ton/m$$

$$Piso terminado = 0.1 * 1 = 0.1ton/m$$

$$Wm = 0.46$$

Sobrecarga

$$S/C = 0.4 * 1 = 0.4$$

$$Wv = 0.4$$

$$Wu = 1.4CM + 17CV = 1.49 \text{ ton/m}$$

Luego resolviendo la estructura obtenemos:

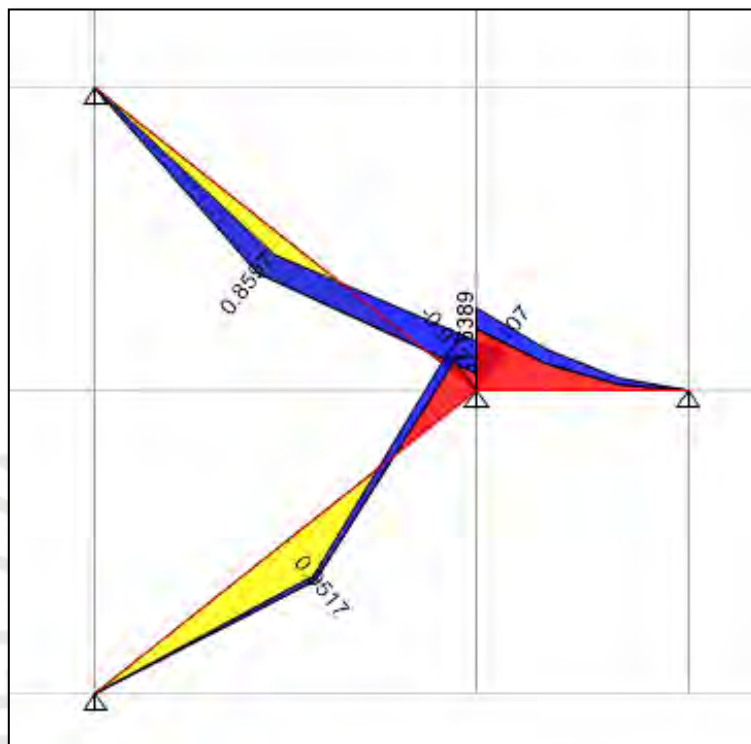


Figura 38. Momentos flectores de escalera.
Fuente propia.

Obtenemos momentos negativos de 1.22 ton.m de magnitud, momentos positivos de 0.95 ton.m y cortantes de 2.2 ton.

Diseño:

El diseño se hará suponiendo una sección cuadrada de 1 metro de ancho con 0.2 metros de alto en los pasos de la escalera, así como en el descanso.

$$\text{Acero mínimo} = 0.0018bx d = 0.0018 \times 100 \times 17 = 2.7 \text{ cm}^2$$

Con lo que el acero que se colocará en la dirección longitudinal de la escalera será de $\Phi 1/2'' @ 0.25\text{m}$ y en la dirección transversal acero de $\Phi 3/8'' @ 0.25\text{m}$

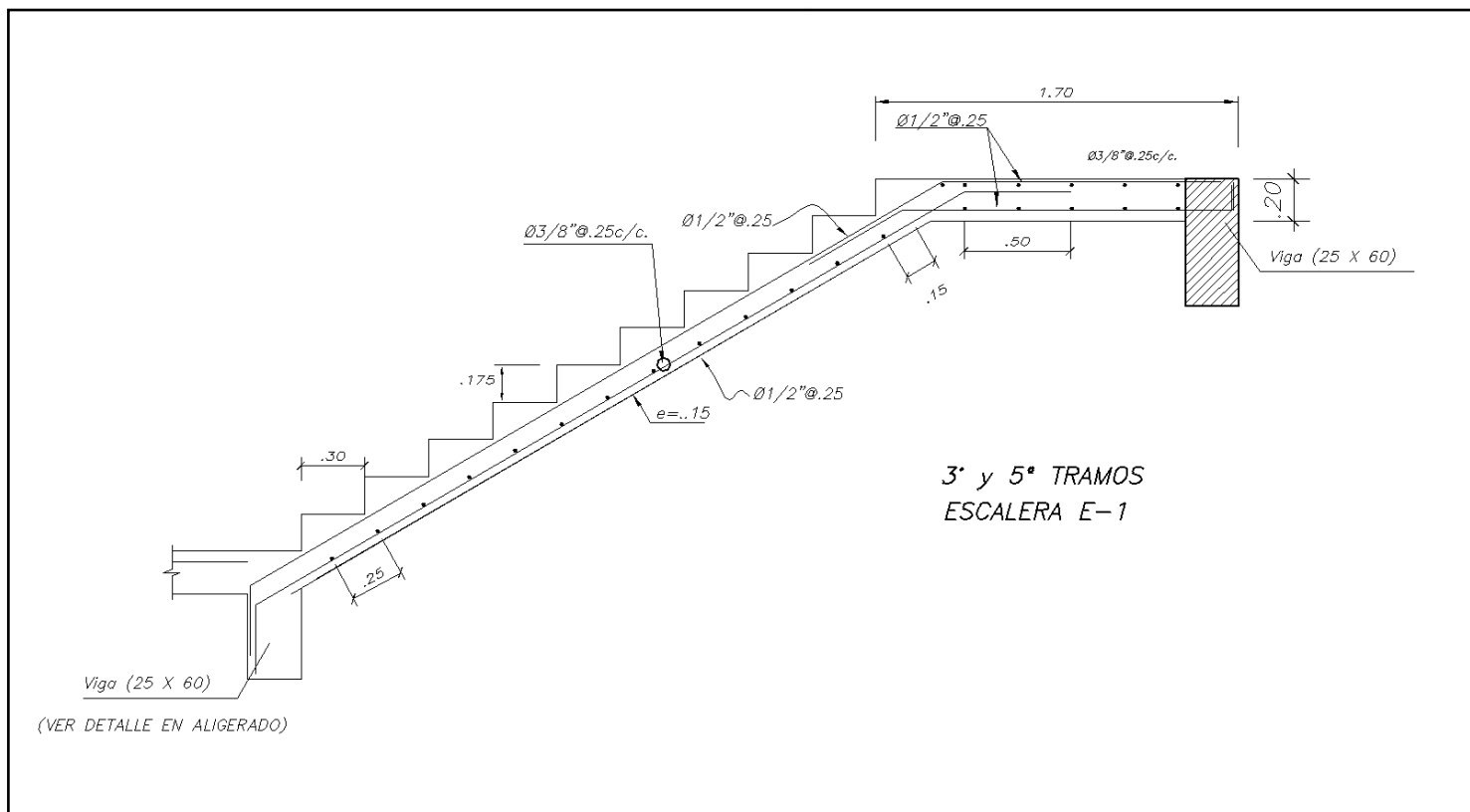
Diseño por corte:

Se calculará el cortante que resiste el concreto de la siguiente manera:

$$\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times (f'_c)^{.5} \times b \times d = 0.85 \times 0.53 \times 210^{.5} \times 100 \times 17 = 11.8 \text{ ton}$$

lo cual es mayor a 2.8 ton y la escalera no necesita estribos.

La armadura de la escalera quedará de la siguiente manera (3er y 5to tramo):



Capítulo 10 - Comentarios y Conclusiones:

- Al analizar los resultados de los análisis sísmicos pudimos encontrar que la estructuración del edificio no tiene ninguna irregularidad en altura o en planta, esto es importante para edificios de tipo A2 en zona sísmica 4, ya que presentar estas irregularidades puede desencadenar fallas en la estructura al ocurrir un sismo, lo que no está permitido para este tipo de edificaciones con estas características.

- Del análisis sísmico también podemos concluir que las fuerzas de corte en la dirección Y fueron tomadas en su mayoría por las placas debido a la gran rigidez que presentan estos muros y en menor medida en la dirección X.

- El máximo desplazamiento relativo de entrepiso calculado como lo indica el artículo 31 de la norma de diseño sismorresistente en la dirección X es de 0.0065 y es menor a la distorsión límite que se indica en la tabla N°11 de la misma, mientras que en la dirección Y es de 0.0015.

- Las cargas de gravedad fueron halladas manualmente y mediante el programa ETABS. Al comparar los resultados se encontró que de la manera manual y convencional los resultados son en un 6% mayores. Por ello, se recomienda usar los resultados del medrado manual.

- El diseño de la cimentación de la placa PL1 izquierda se hizo considerando una sola cimentación compartida para dos placas de pabellones continuos. La distancia de separación entre estas placas es la correspondiente a la junta sísmica de las edificaciones. Con esto podemos usar el espacio reducido que comparten estos elementos verticales.

- Las vigas y columnas de este proyecto han sido diseñadas con motivos de resistencia y rigidez, ya que para cargas de gravedad están sobredimensionadas.

Capítulo 11 - Bibliografía

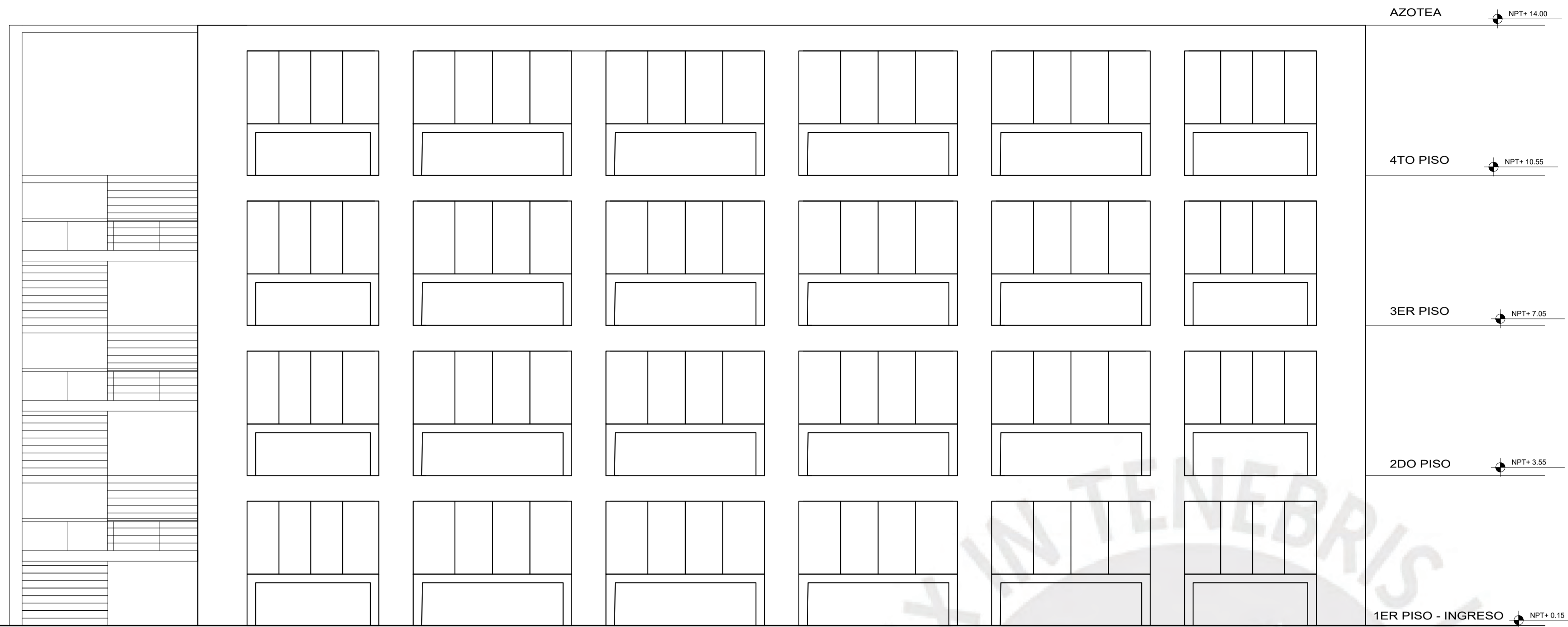
1. Blanco Blasco, Antonio. (1995). Estructuración y diseño de edificios de concreto armado. Lima, Perú: Colegios de Ingenieros del Perú.
2. Ministerio Vivienda, Construcción y Saneamiento.

2006a. Norma E.020 Cargas. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.

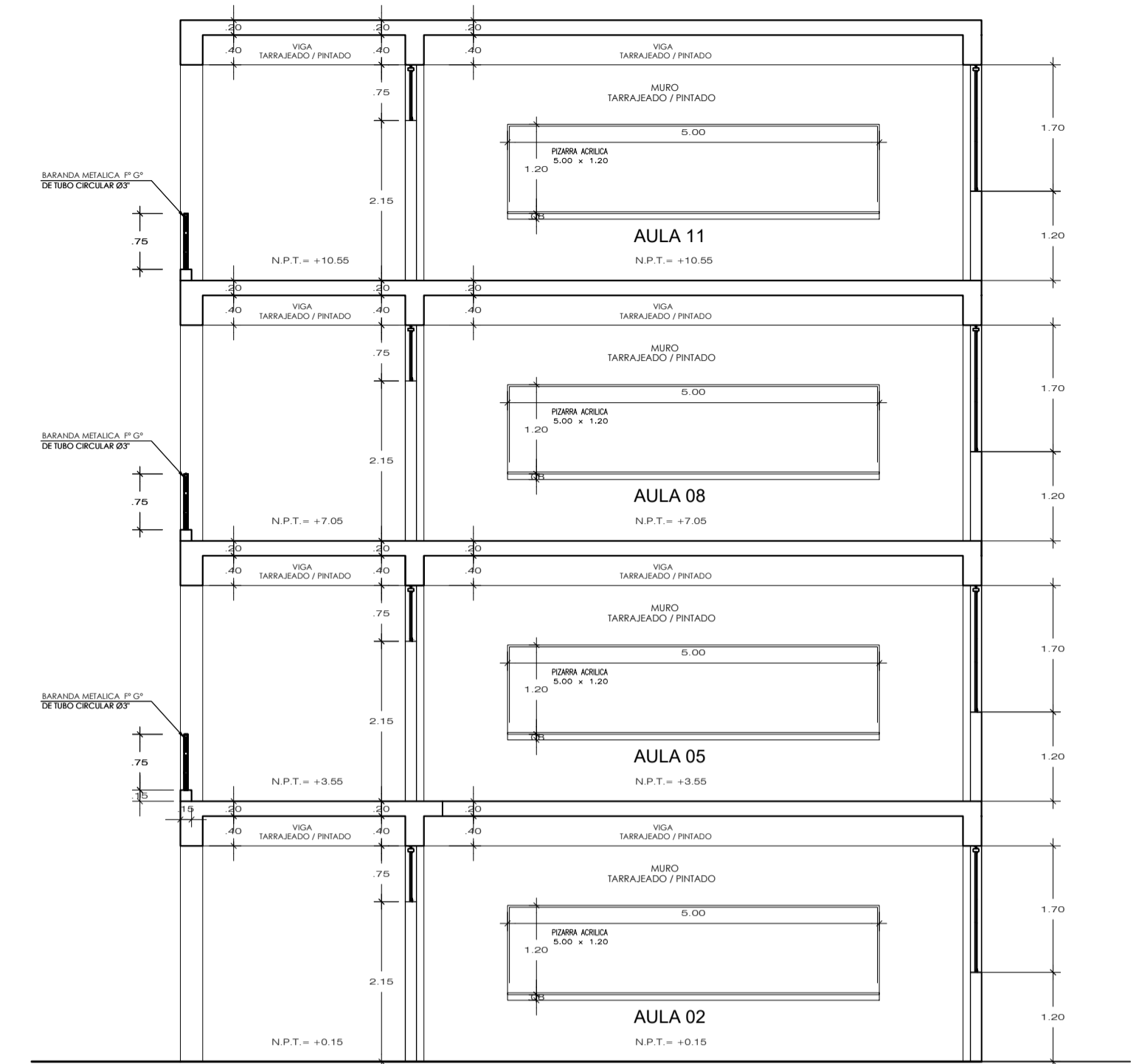
2006b. Norma E.070 Albañilería. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.

2009c. Norma E.060 Concreto Armado. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.

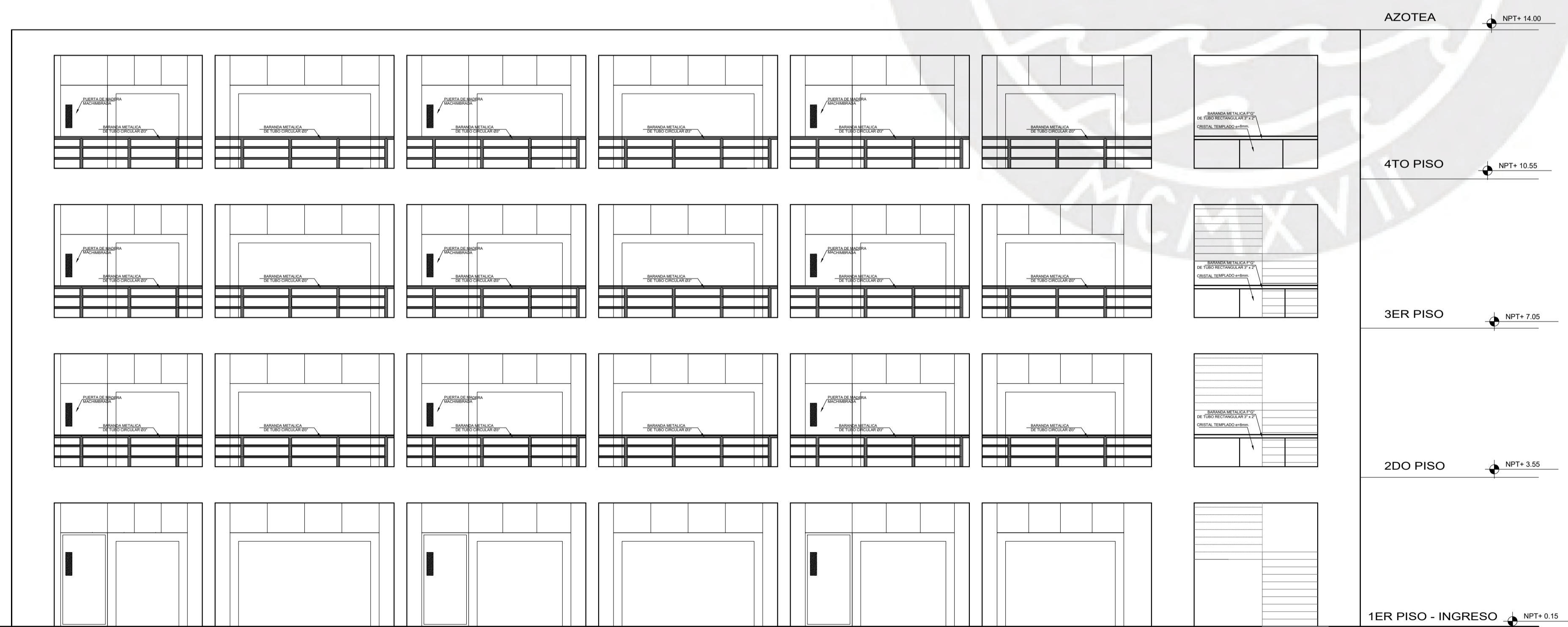
2018d. Norma E.030 Diseño Sismorresistente. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
3. Muñoz Peláez, Alejandro. (2011). Ingeniería Sismorresistente. Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.
4. Ottazzi Pasino, Gianfranco. (2016). Apuntes del curso Concreto Armado 1. Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.




ELEVACION POSTERIOR 1-1

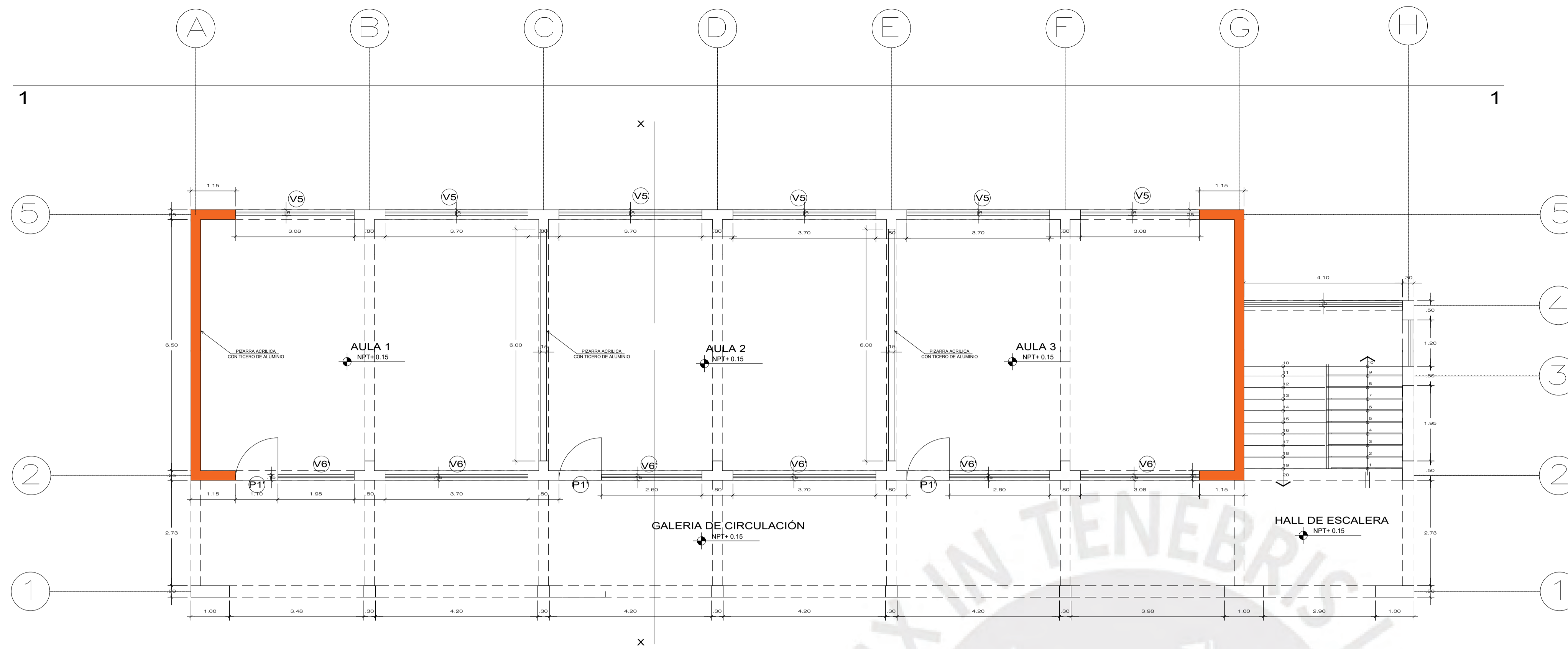


CORTE X-X

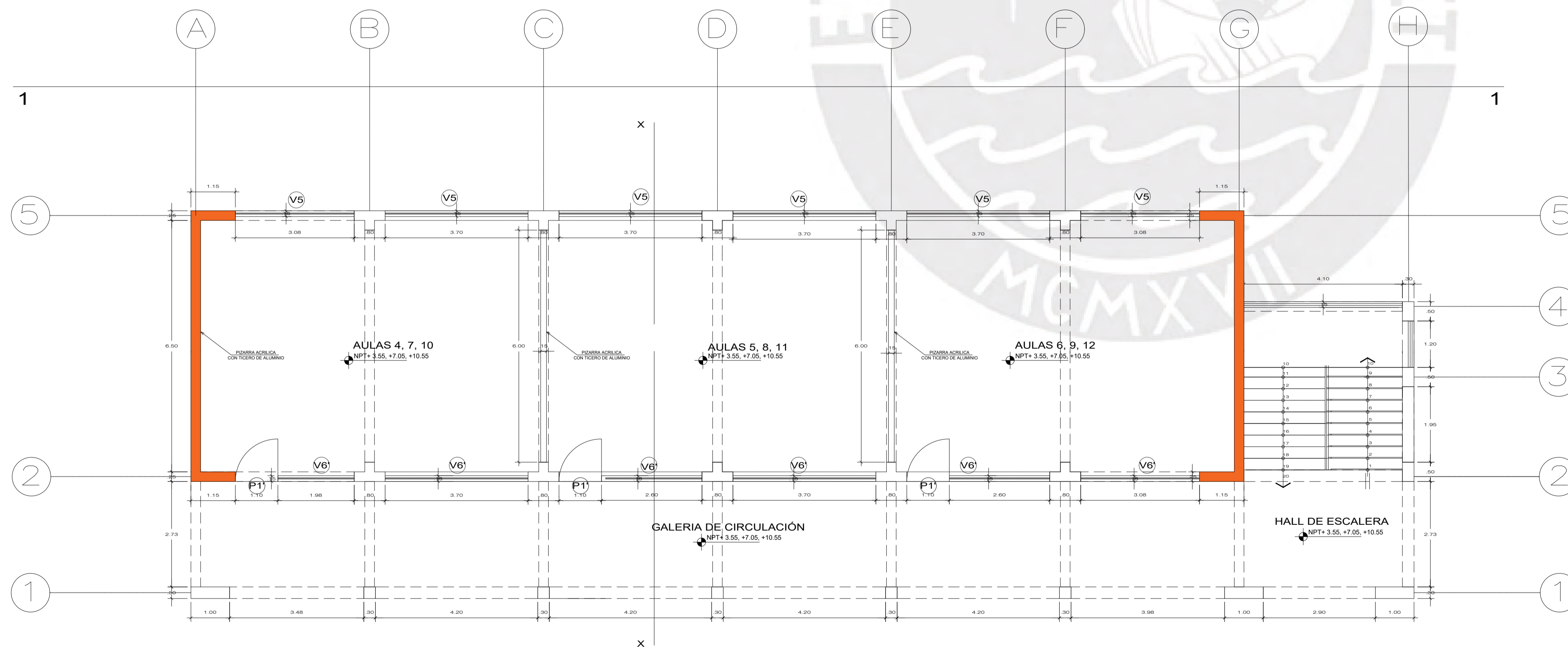


ELEVACION FRONTAL 2-2

 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		
PROYECTO:	PABELLÓN DE AULAS DE UN COLEGIO	LAMINA N°
PLANO:	CORTE Y ELEVACIONES	A-01
DISEÑO:	LUIS CARLOS HERNANDEZ PINGLO	
ESCALA:	1/75	FECHA: 10/2021
		UBICACIÓN: LINCE



PLANTA PRIMER PISO - PABELLON N° 2
NPT +0.00



PLANTA PISO TÍPICO (2, 3 Y 4 PISO) - PABELLON N° 2
NPT +3.55, +7.05, +10.55

CUADRO DE PUERTAS Y VENTANAS				
VANO	ANCHO	ALTO	ALFEIZER	OBSERVACIONES
V-5	VAR	1.7	2.20	CRISTAL TEMPLADO 8mm. PERFILERIA DE ALUMINIO - VER ELEV...
V-6	VAR	0.70	2.20	CRISTAL TEMPLADO 8mm. PERFILERIA DE ALUMINIO - VER ELEV...
P-1	1.10	2.20	-	PUERTA DE MADERA MACHIMBRADA EN AULAS, GIRO 180°

	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ			LAMINA N° A-02	
	PROYECTO:	PABELLÓN DE AULAS DE UN COLEGIO			
	PLANO:	PLANTA DE ARQUITECTURA			
	DISEÑO:	LUIS CARLOS HERNANDEZ PINGLO			
ESCALA:	1/75	FECHA:	10/2021	UBICACIÓN:	LINCE

ESPECIFICACIONES TECNICAS

A- MATERIALES:
 CONCRETO ARMADO
 $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ Muros, Placas, Columnas
 $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ Resto
 $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ Acero Corrugado.
 CONCRETO SIMPLE
 SOBRECIMENTOS $f'c = 100 \text{ Kg/cm}^2 + 25\% \text{ P.M. (Tamaño maximo 3")}$
 CIMENTOS CORRIDOS $f'c = 100 \text{ Kg/cm}^2 + 30\% \text{ P.G. (Tamaño maximo 6")}$

B- TABIQUERIA:
 $f'm = 45 \text{ Kg/cm}^2$
 $f'b = 130 \text{ Kg/cm}^2$
 $V'm = 6.7 \text{ Kg/cm}^2$
 UNIDADES MACIZAS TIPO IV (KING KONG 18 HUECOS)
 ESP. MAX. VACIOS 30% ALABEO MAX. 4mm.
 ESP. MUROS 15 cm. MORTERO 1:4 C/A.
 ESP. JUNTA 1.5cm. MAX. 0.9cm. MIN.

C- NORMAS Y REGLAMENTOS:
 NORMAS E-020, E-030, E-050, E-060 Y E-070 DEL
 REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES DEL PERU.

D- PARAMETROS DE DISEÑO DE CIMENTACION:
 DE ACUERDO AL ESTUDIO DE SUELOS:
 SE TIENEN LAS SIGUIENTES CONDICIONES DE CIMENTACION:

- ESTRATO DE APOYO DE LA CIMENTACION: GRAVA ARENOSA POBREMENTE GRADADA (GP), EN ESTADO DE SEMI DENSO A DENSO
- PRESION ADMISIBLE DEL SUELO PARA ZAPATAS AISLADAS = 4.00 Kg/cm^2
- TIPO DE SUELO SEGUN NORMA SISMORESISTENTE: TIPO S1, FACTOR DE SUELO = 1.0, $T_p = 0.4 \text{ seg.}$, $T_L = 2.5 \text{ seg.}$
- AGRESIVIDAD DEL SUELO A LA CIMENTACION: NO EXISTE
- NAPA FREATICA: NO DETECTADA
- TIPO DE CIMENTACION: SUPERFICIAL POR MEDIO DE ZAPATAS AISLADAS, CONTINUAS Y/O CIMENTOS CORRIDO
- FACTOR DE SEGURIDAD POR CORTE $F_S = 3.00$

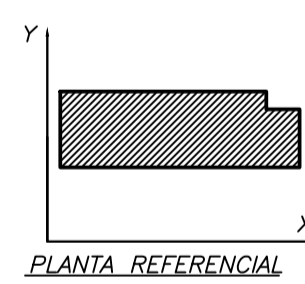
E- SOBRECARGAS:
 INDICADAS EN PLANTA

F- RECUBRIMIENTOS MINIMOS

ZAPATAS	7.50 cms.
PLACAS Y MUROS	3.00 cms.
COLUMNAS, VIGAS PERALTADAS	4.00 cms.
VIGAS CHATAS	2.00 cms.
LOSAS ALIGERADAS Y SOLIDA	2.00 cms.
COLUMNETAS DE CONFINAMIENTO	2.00 cms.

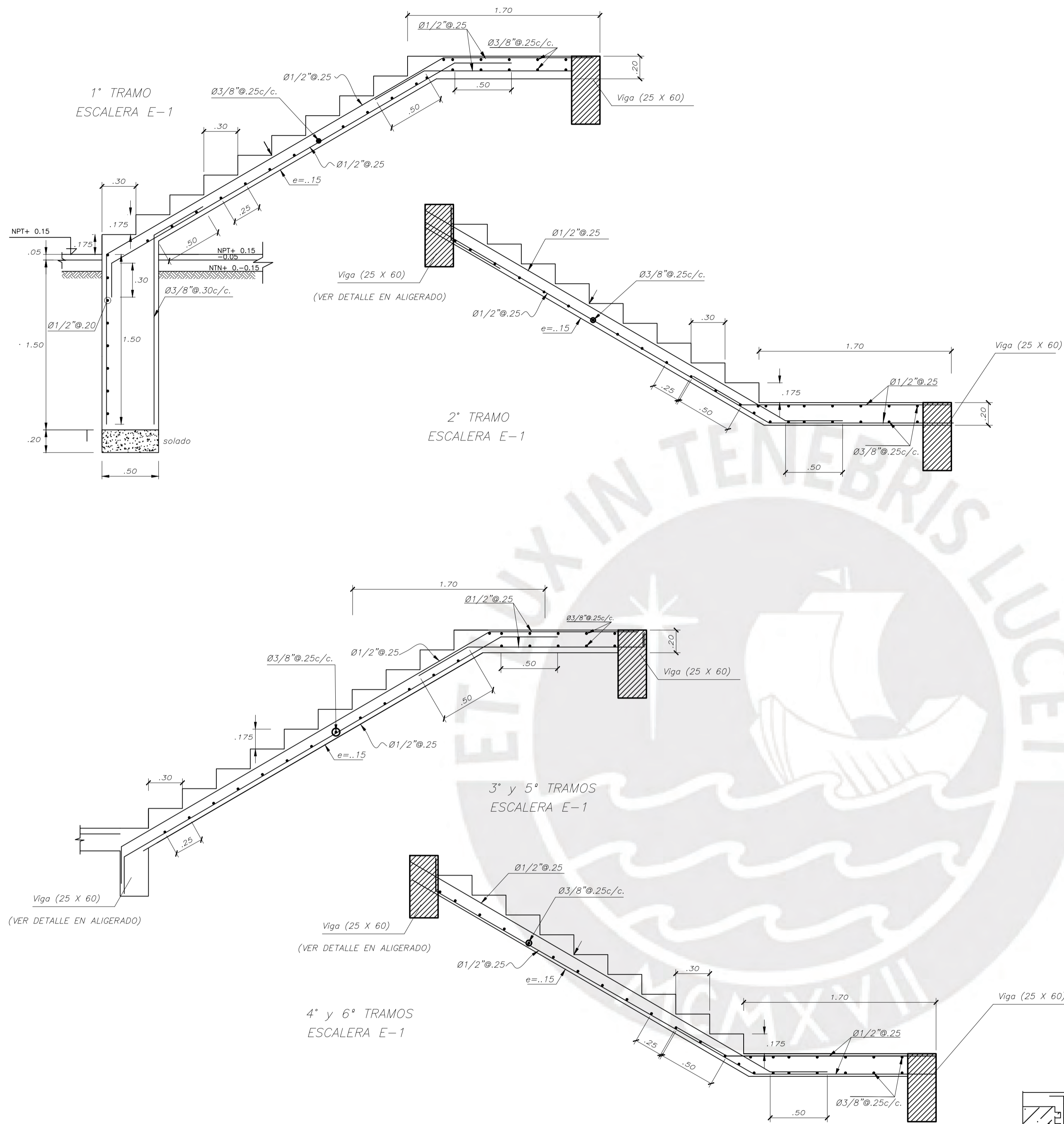
G- PARAMETROS SISMICOS:
 $V_x/y = \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot C \cdot P}{R}$
 FACTOR DE ZONA (ZONA 4) $Z = 0.45$
 FACTOR DE CATEGORIA (CAT. A2) $U = 1.5$
 FACTOR DE SUELO (TIPO S1) $S = 1.0$
 PERIODO DE SUELO (TIPO S1) $T_p = 0.4 \text{ seg.}$, $T_L = 2.5 \text{ seg.}$
 IRREGULARIDADES
 $I_a = 1.00$ (No Presenta Irregularidad en Altura)
 $I_p = 1.00$ (No Presenta Irregularidad en Planta)

FACTOR DE REDUCCION
 $R_x = 7.0 \cdot I_a \cdot T_p = 7.00$ (Sistema Dual)
 $R_y = 6.0 \cdot I_a \cdot T_p = 6.00$ (Sistema Muros Estruc.)
 DIRECCION XX
 PERIODO FUNDAMENTAL $T_x = 0.4 \text{ seg.}$
 ORDENADA ESPECTRAL $C_x = 2.5$
 CORTANTE DE DISEÑO $V_{xd} = 321 \text{ t}$
 DIRECCION YY
 PERIODO FUNDAMENTAL $T_y = 0.175 \text{ seg.}$
 ORDENADA ESPECTRAL $C_y = 2.50$
 CORTANTE DE DISEÑO $V_{yd} = 374 \text{ t}$



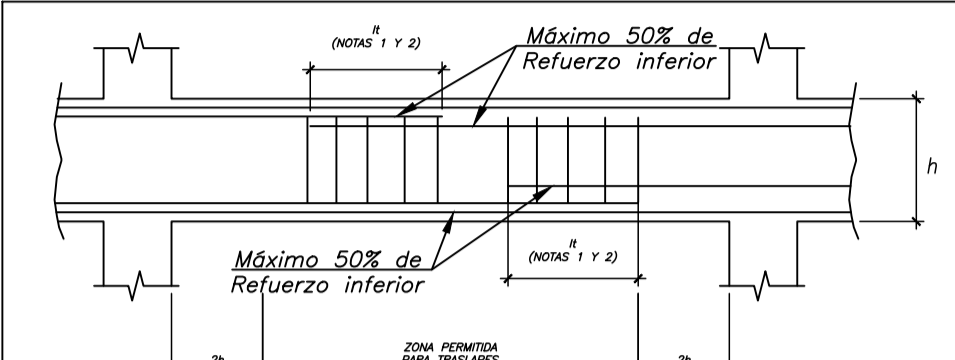
H- MAXIMOS DESPLAZAMIENTOS:
 DIRECCION XX
 DESPLAZAMIENTO DE LA AZOTEA = 6.9cm.
 $D_{max} / h_e = 0.0065 < 0.007$
 DIRECCION YY
 DESPLAZAMIENTO DE LA AZOTEA = 1.8cm.
 $D_{max} / h_e = 0.0015 < 0.007$
 JUNTA DE SEPARACION SISMICA
 $S_x : 5 \text{ cm. (Junta de Separacion Sismica E-030)}$

DESARROLLO DE ESCALERAS (ESC 1/25)



ESPECIFICACIONES GENERALES

- ESTOS PLANOS DEBEN SER LEIDOS EN CONJUNTO CON TODOS LOS PLANOS DE LAS DISTINTAS ESPECIALIDADES.
- ANTES DE PROCEDER CON LOS TRABAJOS CUALQUIER DISCREPANCIA EN LOS PLANOS DEBE SER REPORTADA OPORTUNAMENTE AL ESPECIALISTA RESPONSABLE.
- LAS DIMENSIONES Y TAMAÑOS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES NO DEBEN SER OBTENIDOS POR MEDICION DIRECTA DE ESTOS PLANOS.
- LAS DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEBEN SER CONSTATADAS POR EL CONTRATISTA ANTES DE EMPEZAR LOS TRABAJOS DE CONSTRUCCION.
- DURANTE LAS OBRAS, EL CONTRATISTA DEBE SER RESPONSABLE DE LA SEGURIDAD EN LA CONSTRUCCION DE LA ESTRUCTURA Y DEBERA CONSULTAR PREVIAMENTE LAS ESPECIFICACIONES DE CADA MATERIAL.
- LOS MATERIALES Y MANO DE OBRA DEBEN ESTAR EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DE LAS EDICIONES VIGENTES DE LAS NORMAS PERUANAS.



TRASLAPE DEL REFUERZO EN VIGAS

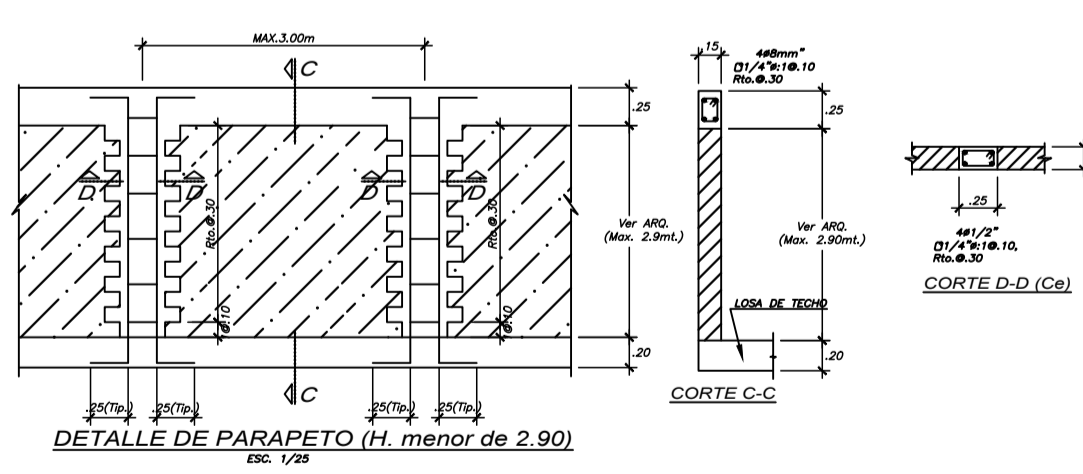
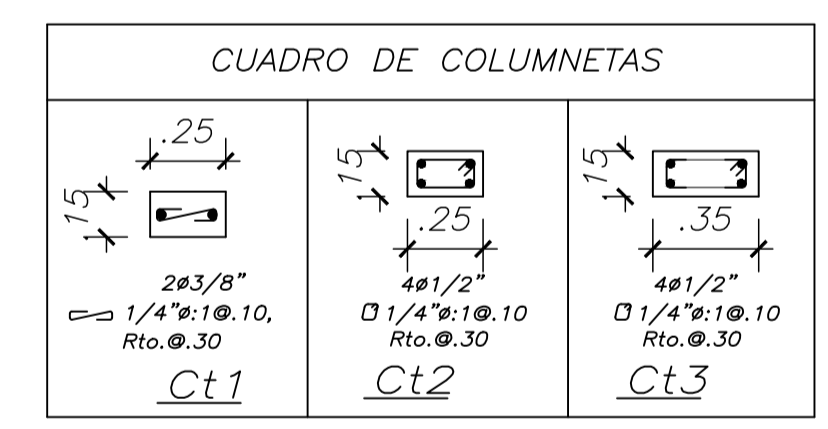
- NOTAS:
- VER ESPECIFICACIONES DE "LONGITUD DE TRASLAPE (L)"
 - ZONA CON ESTRIBOS ESPACIADOS A 0.10m. COMO MAXIMO
 - NO ESTA PERMITIDO TRASLAPAR MAS DEL 50% DEL REFUERZO (SUPERIOR O INFERIOR) EN UNA MISMA SECCION
 - EN CASO DE TRASLAPAR FUERA DE LAS ZONAS PERMITIDAS, LAS LONGITUDES DE TRASLAPE SE MULTIPLICARA POR EL FACTOR 1.5

VALORES DE EMPALME (mts)		
Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
5/8"	.50	.70
3/4"	.65	.90

EMPALME DE ARMADURA DE VIGAS

RELACION DE PLANOS

- E-01 ESPECIFICACIONES GENERALES Y DETALLES 1
- E-02 PLANTA DE CIMENTACION Y DETALLES
- E-03 DESARROLLO DE COLUMNAS Y PLACAS
- E-04 DESARROLLO DE VIGAS 1
- E-05 DESARROLLO DE VIGAS 2
- E-06 DESARROLLO DE VIGAS 3
- E-07 ENCOFRADO DEL PISO TIPICO Y DETALLES
- E-08 ENCOFRADO DE AZOTEA



ESPECIFICACIONES DE CONCRETO

COLOCACION
 EL CONCRETO DEBE DEPOSITARSE LO MAS CERCA POSIBLE DE SU UBICACION FINAL PARA EVITAR LA SEGREGACION DEBIDA A SU MANIPULACION O DESPLAZAMIENTO.
 LA COLOCACION DEBE EFECTUARSE A UNA VELOCIDAD TAL QUE EL CONCRETO CONSERVE SU ESTADO PLASTICO EN TODO MOMENTO Y FLUYA FACILMENTE DENTRO DE LOS ESPACIOS LIBRES ENTRE EL REFUERZO.
 NO DEBE COLOCARSE EN LA ESTRUCTURA CONCRETO QUE SE HAYA ENDURECIDO PARCIALMENTE O QUE SE HAYA CONTAMINADO CON MATERIALES EXTRANOS.
 NO DEBE UTILIZARSE CONCRETO AL QUE DESPUES DE PREPARADO SE LE ADICIONE AGUA, NI QUE HAYA SIDO MEZCLADO DESPUES DE SU FRAGUADO INICIAL.

UNA VEZ INICIADA LA COLOCACION DEL CONCRETO, ESTA DEBE EFECTUARSE EN UNA OPERACION CONTINUA HASTA QUE SE TERMINE EL LLENADO DEL PANEL O SECCION DEFINIDA POR SUS LIMITES O JUNTAS ESPECIFICAS.
 LA SUPERFICIE SUPERIOR DE LAS CAPAS ENTRE ENCOFRADO VERTICALES POR LO GENERAL DEBE ESTAR A SU NIVEL.
 TODO EL CONCRETO DEBE COMPACTARSE CUIDADOSAMENTE POR MEDIOS ADECUADOS DURANTE LA COLOCACION, Y DEBE ACOMODARSE POR COMPLETO ALREDEDOR DEL REFUERZO Y DE LAS INSTALACIONES EMBEBIDAS, Y EN LAS ESQUINAS DEL ENCOFRADO.
CURADO
 A MENOS QUE EL CURADO SE REALICE DE ACUERDO CON LA SECCION 5.11.3 DEL ACI-318-05 (CURADO ACELERADO), EL CONCRETO DEBE MANTENERSE A UNA TEMPERATURA POR ENCIMA DE 10°C Y EN CONDICIONES DE HUMEDAD POR LO MENOS DURANTE LOS PRIMEROS 7 DIAS DESPUES DE LA COLOCACION (EXCEPTO PARA CONCRETOS DE ALTA RESISTENCIA INICIAL).

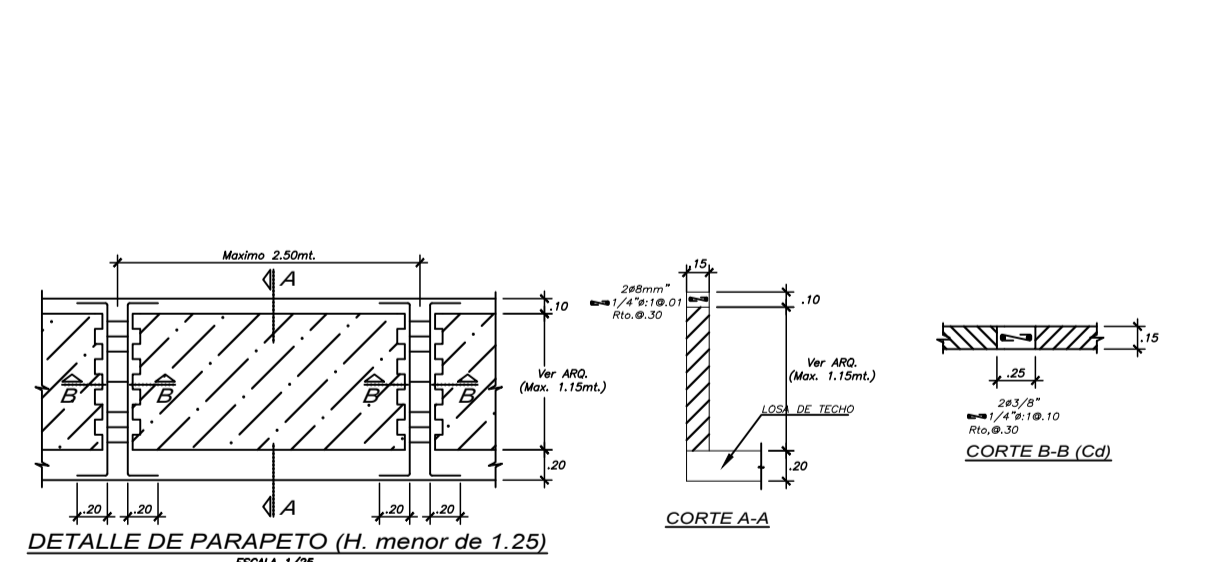
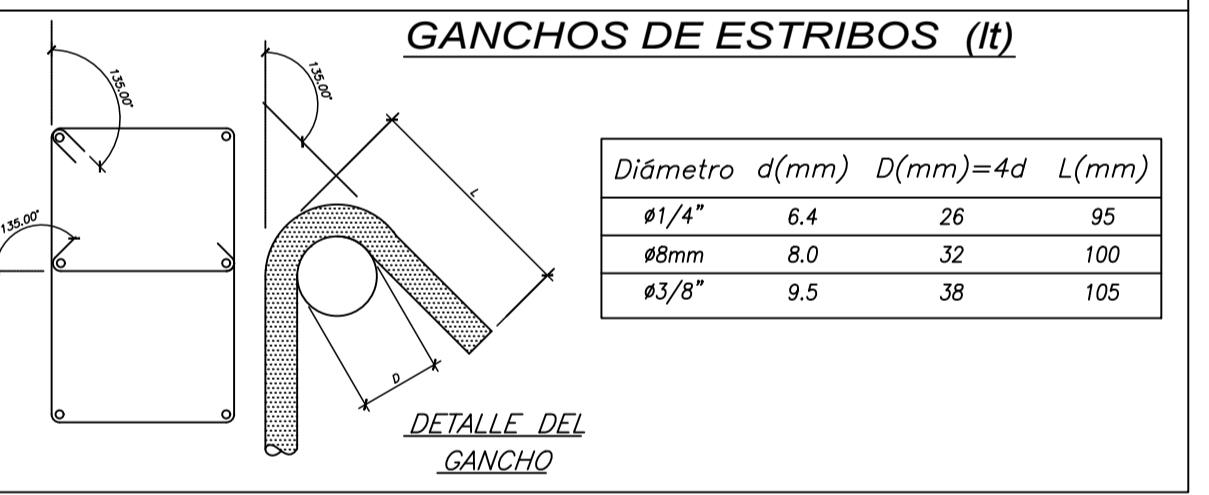
ENCOFRADOS
 LOS ENCOFRADOS DEBERAN PERMITIR OBTENER UNA ESTRUCTURA QUE CUMPLA CON LOS PERFILES, NIVELES, ALINEAMIENTOS Y DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS SEGUN LO INDICADO EN LOS PLANOS DE DISEÑO Y EN LAS ESPECIFICACIONES.
 LOS ENCOFRADOS DEBERAN SER SUFICIENTEMENTE HERMETICOS PARA IMPEDIR LA FUGA DEL MORTERO.
 LOS ENCOFRADOS DEBEN ESTAR ADECUADAMENTE ARRISTRADOS O AMARRADOS ENTRE SI, DE TAL MANERA QUE CONSERVEN SU POSICION Y FORMA.
 LOS ENCOFRADOS Y SUS APOYOS DEBEN DISEÑARSE DE TAL MANERA QUE NO DAÑEN A LAS ESTRUCTURAS PREVIAMENTE CONSTRUIDAS.
 EL DISEÑO DE LOS ENCOFRADOS DEBE TOMAR EN CUENTA LOS SIGUIENTES FACTORES:

- LA VELOCIDAD Y LOS METODOS DE COLOCACION DEL CONCRETO;
- TODAS LAS CARGAS DE CONSTRUCCION, INCLUYENDO LAS DE IMPACTO;
- LOS REQUISITOS DE LOS ENCOFRADOS ESPECIALES NECESARIOS PARA LA CONSTRUCCION DE CÁSCARAS, LOSAS PLEGADAS, DOMOS, CONCRETO ARQUITECTONICO U OTROS TIPOS DE ELEMENTOS.

DESENCOFRADOS
 LOS ENCOFRADOS DEBEN RETIRARSE DE TAL MANERA QUE NO SE AFECTE NEGATIVAMENTE LA SEGURIDAD O CONDICIONES DE SERVICIO DE LA ESTRUCTURA.
 EL CONCRETO EXPUESTO POR EL DESENCOFRADO DEBE TENER SUFICIENTE RESISTENCIA PARA NO SER DAÑADO POR LAS OPERACIONES DE DESENCOFRADO.

PARA DETERMINAR EL TIEMPO DE DESENCOFRADO DEBEN CONSIDERARSE TODAS LAS CARGAS DE CONSTRUCCION Y LAS POSIBLES DEFLEXIONES QUE ESTAS OCASIONEN. DEBE CONSIDERARSE QUE LAS CARGAS DE CONSTRUCCION PUEDEN SER TAN ALTAS COMO LAS CARGAS VIVAS DE DISEÑO Y QUE, A EDADES TEMPRANAS, UNA ESTRUCTURA DE CONCRETO PUEDE SER CAPAZ DE RESISTIR LAS CARGAS APLICADAS PERO PUEDE DEFORMARSE LO SUFICIENTE COMO PARA CAUSAR UN DAÑO PERMANENTE EN LA ESTRUCTURA.
 LOS ENCOFRADOS DEBERAN RETIRARSE CON LA AUTORIZACION PREVIA DEL INGENIERO SUPERVISOR.

- TIEMPOS DE DESENCOFRADO MINIMOS RECOMENDABLES:
- MUROS, COLUMNAS Y ENCOFRADOS LATERALES DE VIGAS 1 DIA
 - ALIGERADOS, LOSAS Y ESCALERAS 7 DIAS
 - DEMANDO PUNTALES DE SEGURIDAD CONVENIENTEMENTE DISTRIBUIDOS (DEMANDO PUNTALES DE SEGURIDAD CONVENIENTEMENTE DISTRIBUIDOS) 21 DIAS
 - FONDOS DE VIGAS
- NOTA: ESTOS PERIODOS DE TIEMPO SON VALIDOS PARA CONCRETOS A BASE DE CEMENTOS PORTLAND TIPO I Y CONDICIONES DE TEMPERATURA MAYORES A 15°C.

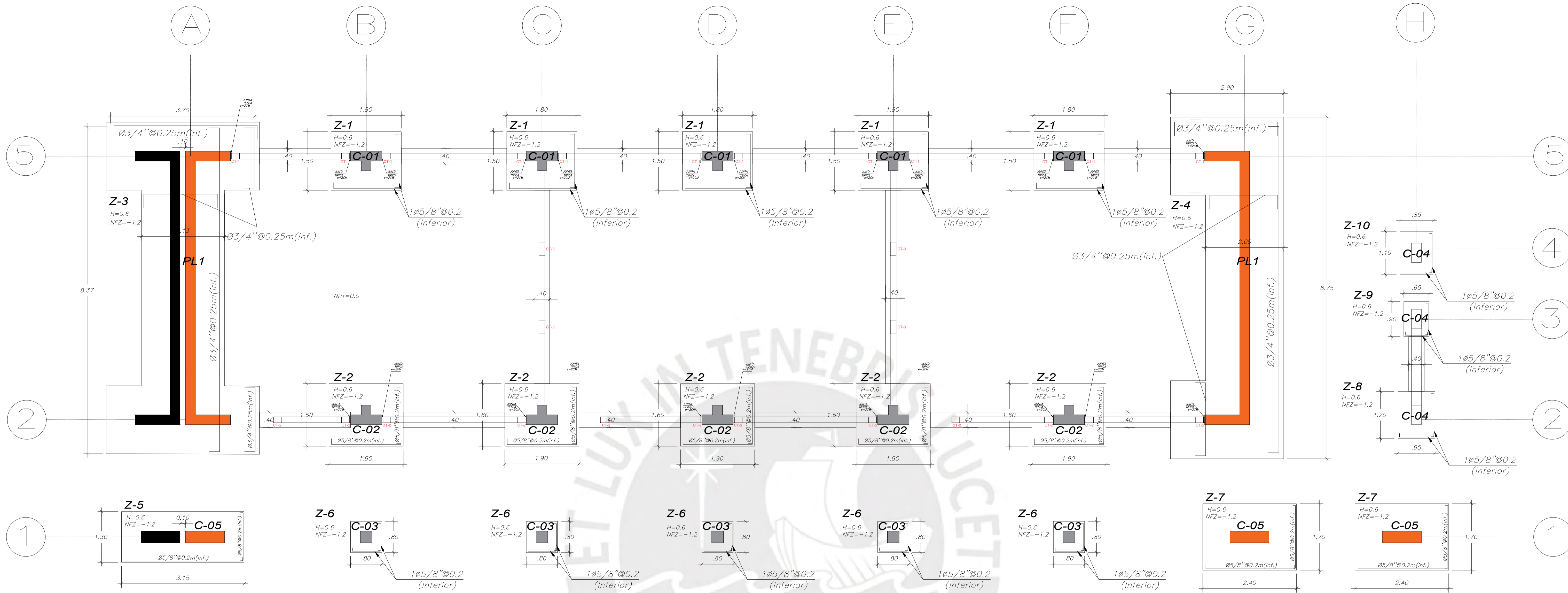


NOTAS

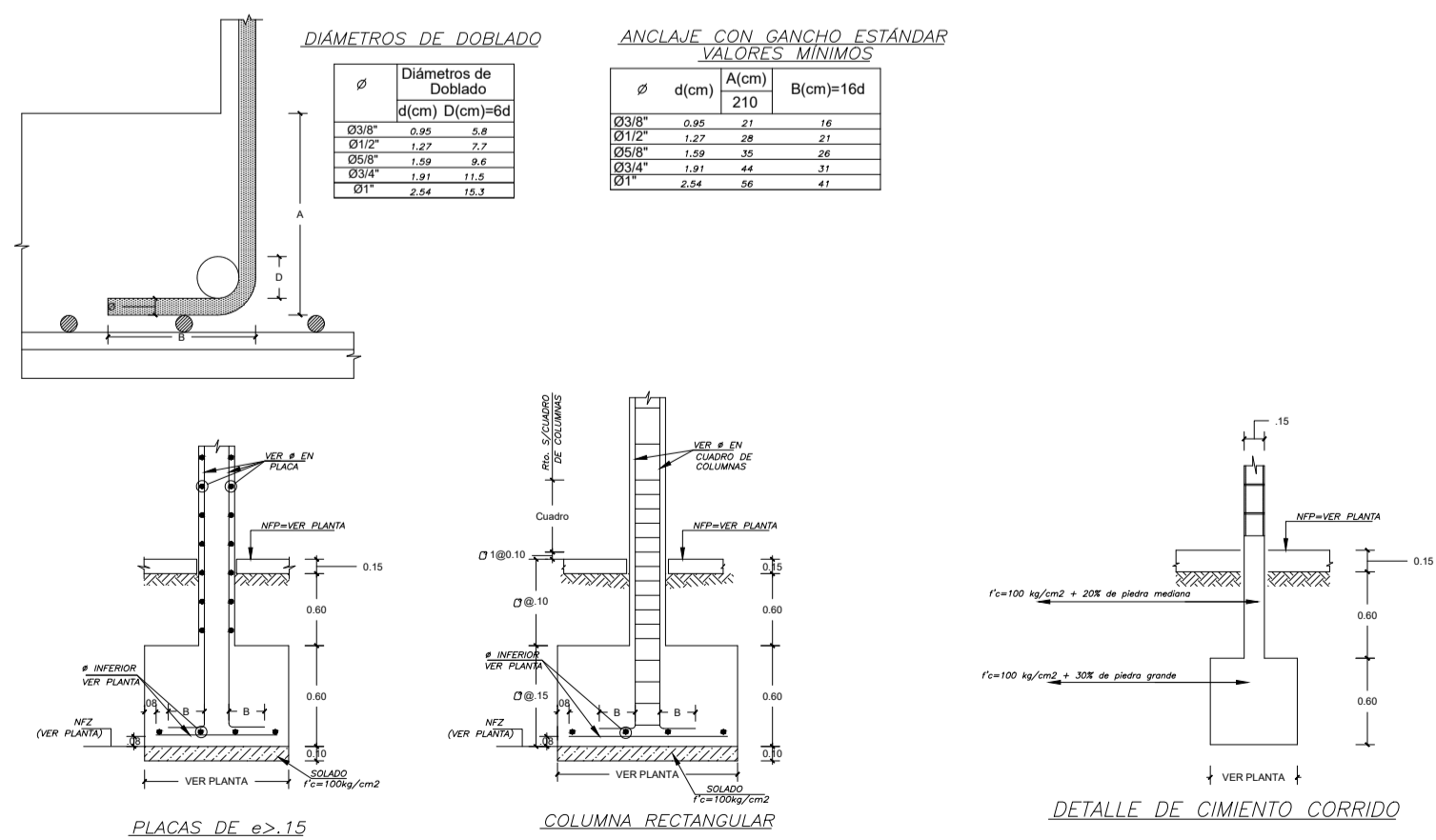
- PARA EL TRAZADO DE CIMENTACION VER ARQUITECTURA
- PARA CONFORMAR EL RELLENO (SI HUBIERA) USAR AFIRMADO COMPACTADO AL 95% PROCTOR MODIFICADO EN CAPAS DE 20cm.
- EN CASO QUE A LA PROFUNDIDAD INDICADA AUN NO SE ENCUENTRE LA GRAVA PROFUNDIZAR EXCAVACION HASTA PENETRAR 20cm. EN DICHO ESTRATO Y VACEAR FALSA ZAPATA PARA LA FALSA ZAPATA SE EMPLEARA CEMENTO HORMIGON: 1:12+30%P.G.(Tamaño maximo 8")
- TODOS LOS #S INDICADOS EN LAS ZAPATAS SON INFERIORES SALVO INDICADOS (Sup.) QUE ES # SUPERIOR

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

PROYECTO:	PABELLÓN DE AULAS DE UN COLEGIO	LAMINA N°
PLANO:	ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	E-01
DISEÑO:	LUIS CARLOS HERNANDEZ PINGLO	
ESCALA:	1/50	FECHA: 10/2021
		UBICACIÓN: LINCE

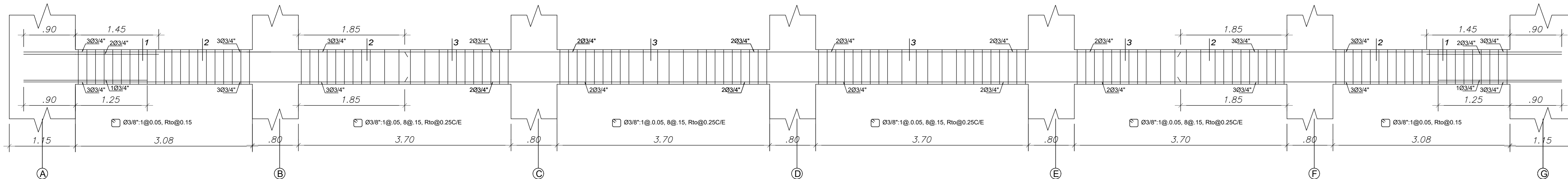


DETALLES ANCLAJE PLACAS Y COLUMNAS EN ZAPATAS

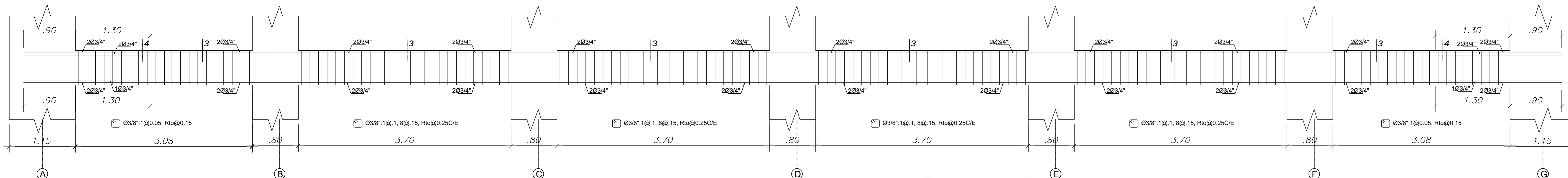


	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		LAMINA N° E-02		
	PROYECTO:	PABELLÓN DE AULAS DE UN COLEGIO			
	PLANO:	CIMENTACIONES			
	DISEÑO:	LUIS CARLOS HERNANDEZ PINGLO			
ESCALA:	1/50	FECHA:	10/2021	UBICACIÓN:	LINCE

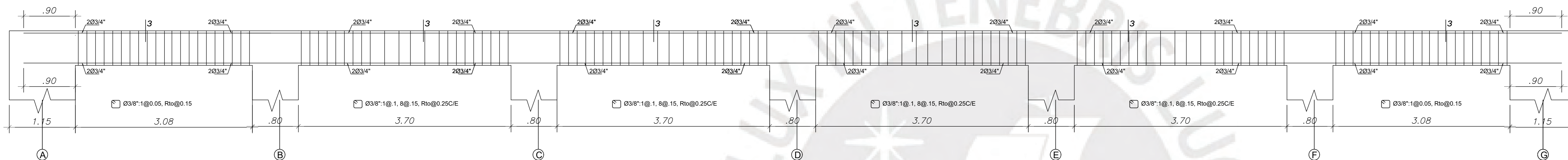
PÓRTICO 1



VIGA VP 101, VP 201 (25x60)

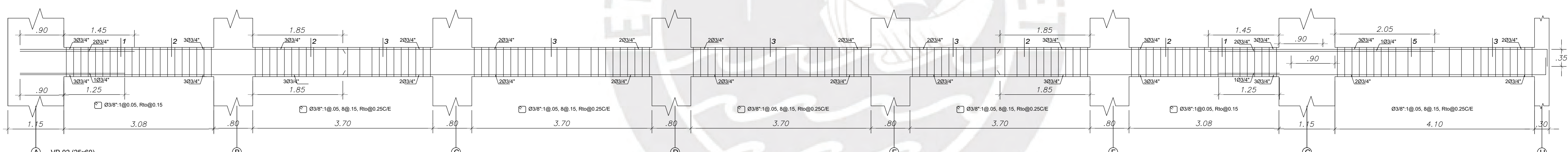


VIGA VP 301 (25x60)

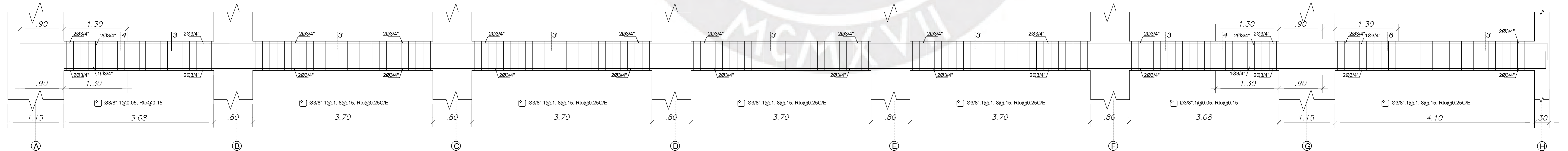


VIGA VP 401 (25x60)

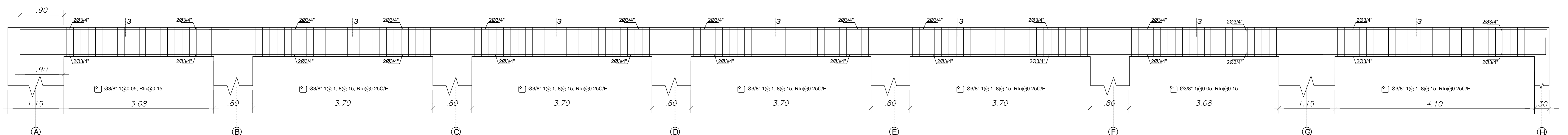
PÓRTICO 2



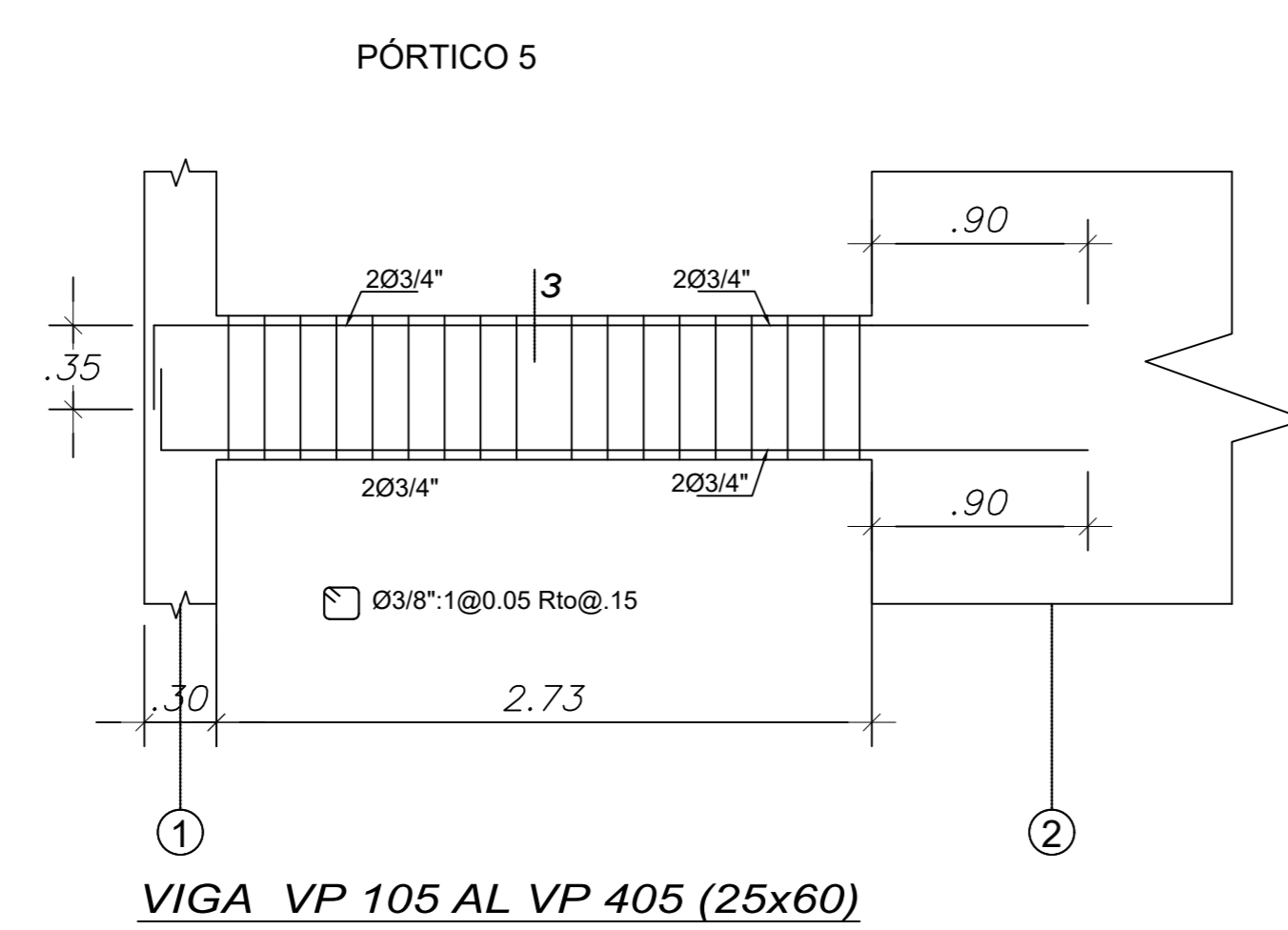
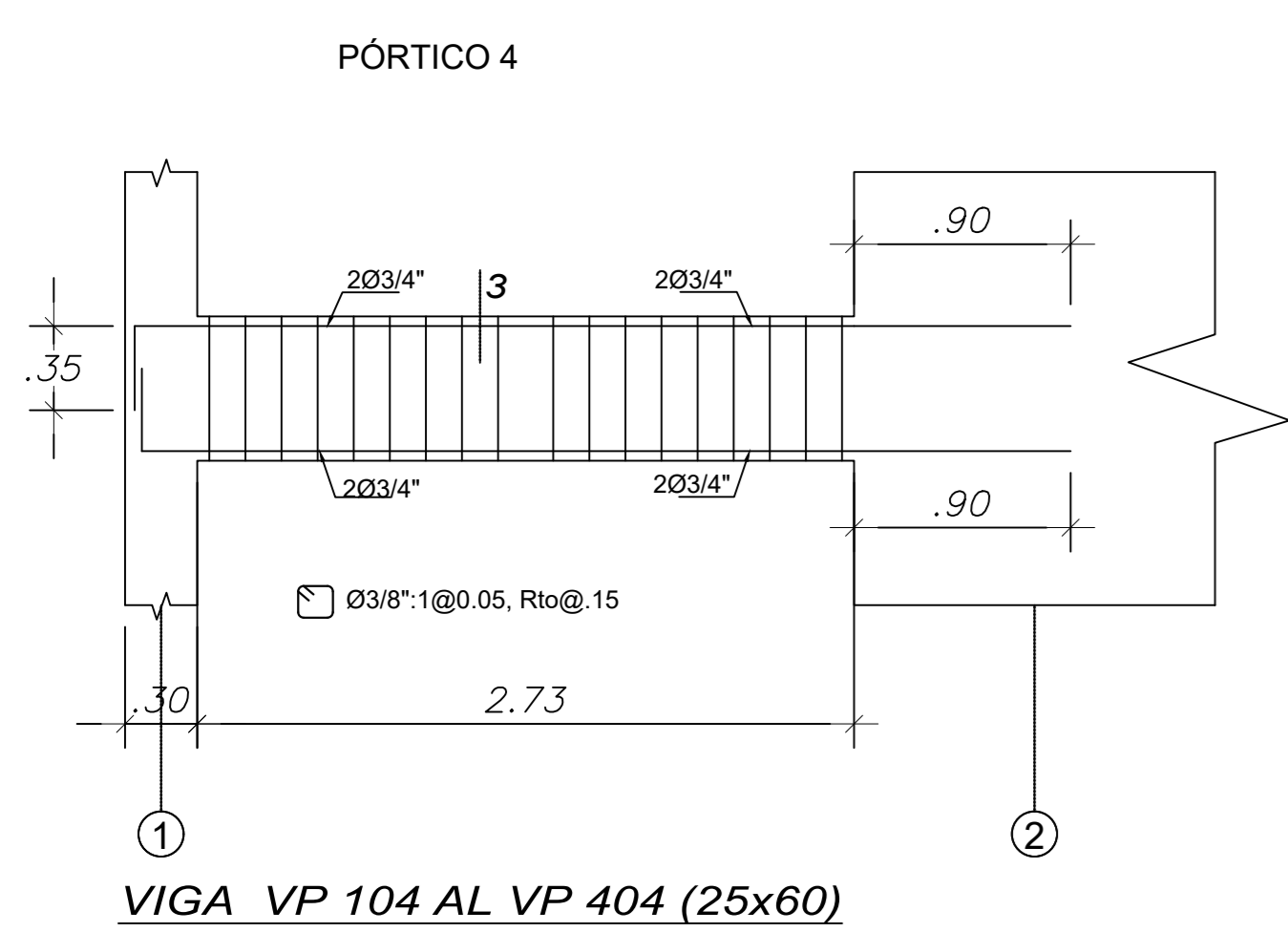
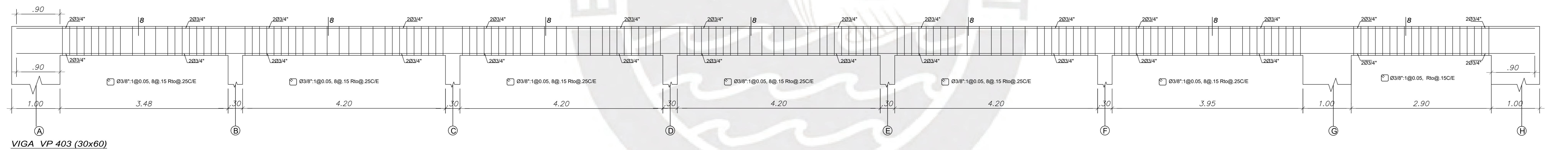
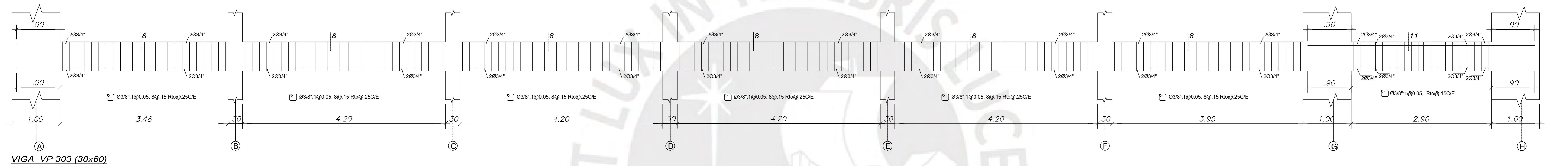
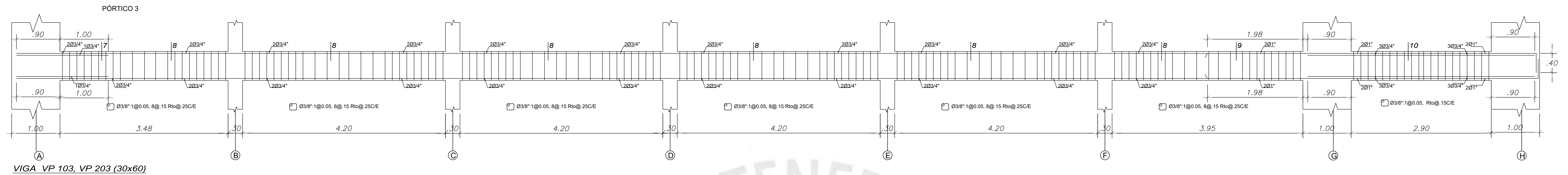
VIGA VP 102, 202 (25x60)

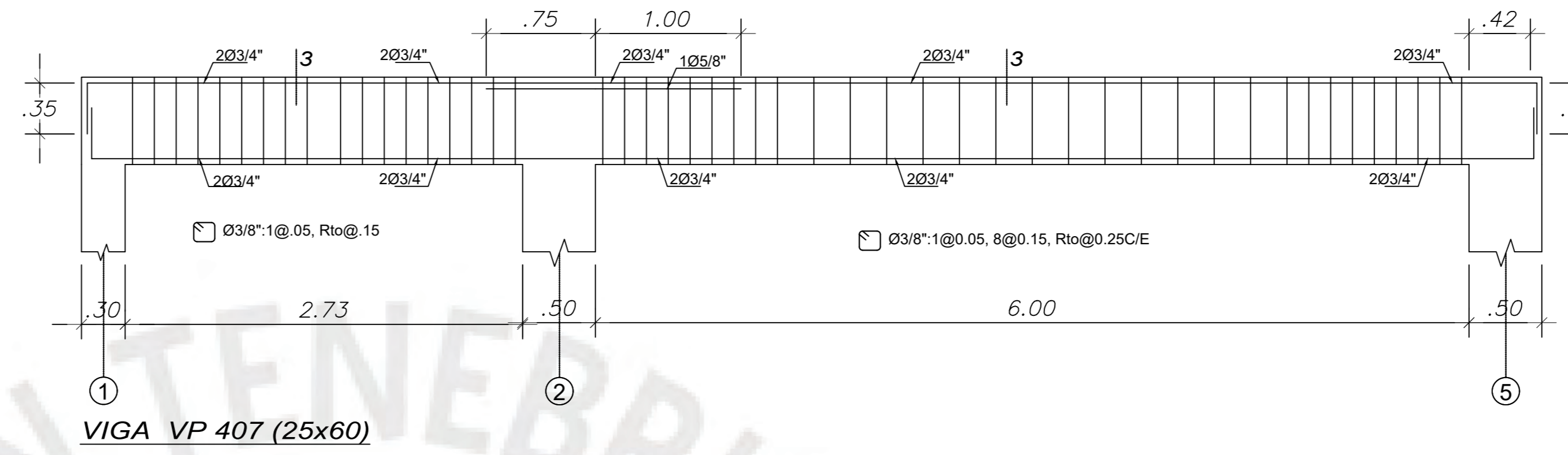
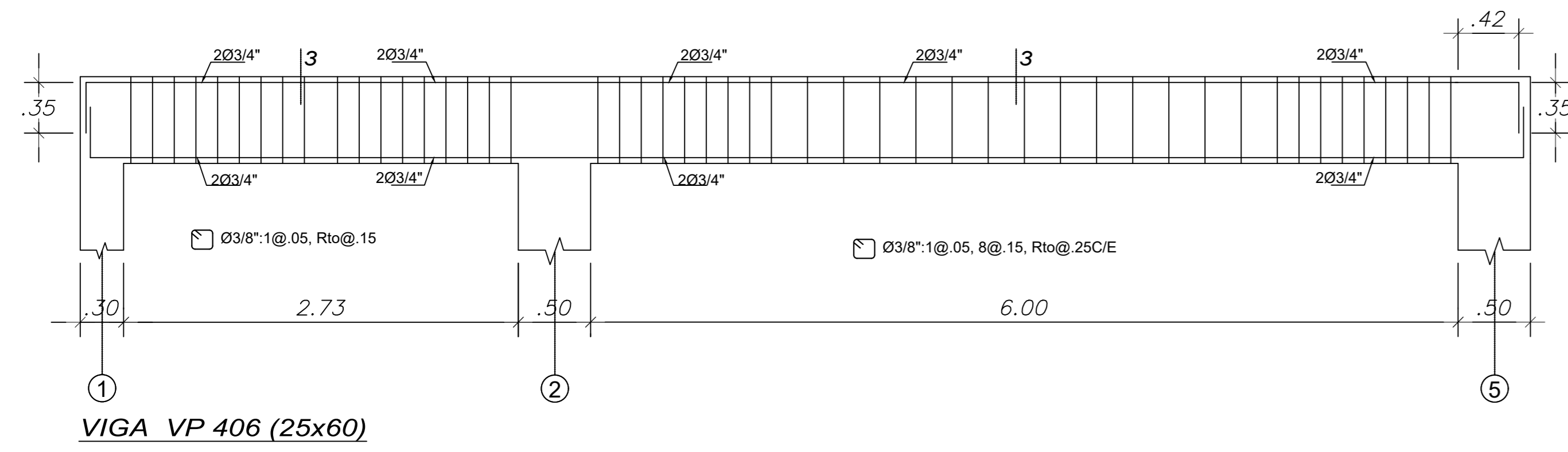
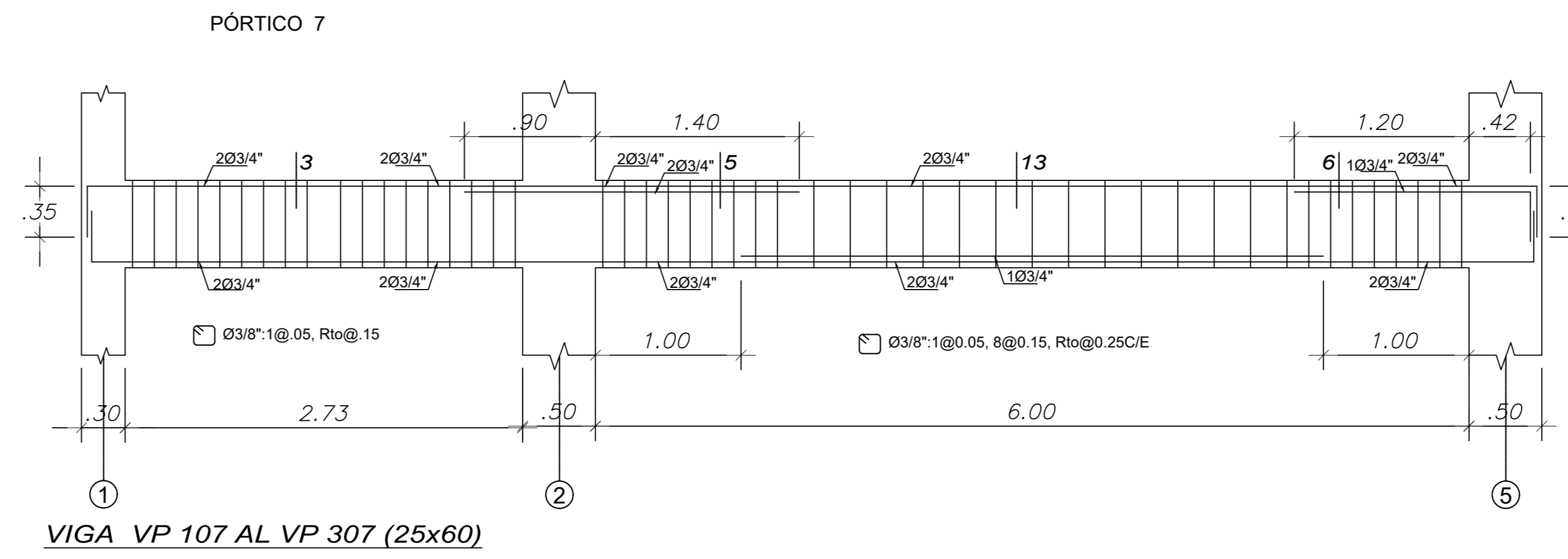
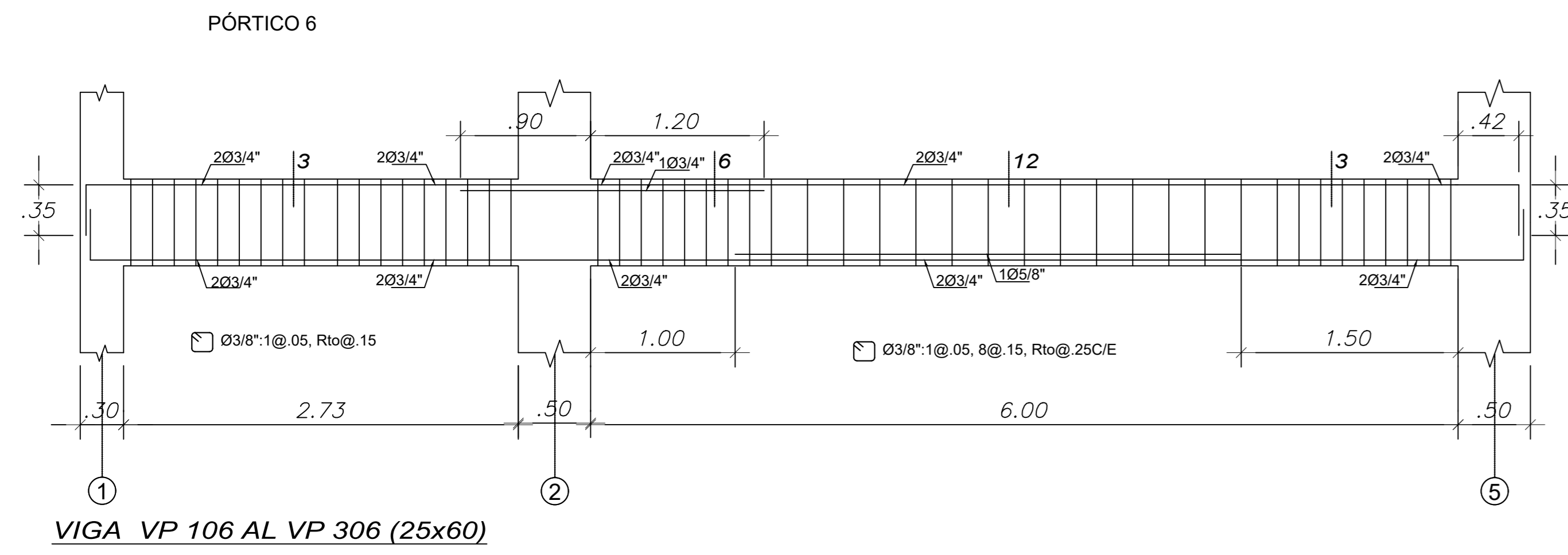


VIGA VP 302 (25x60)

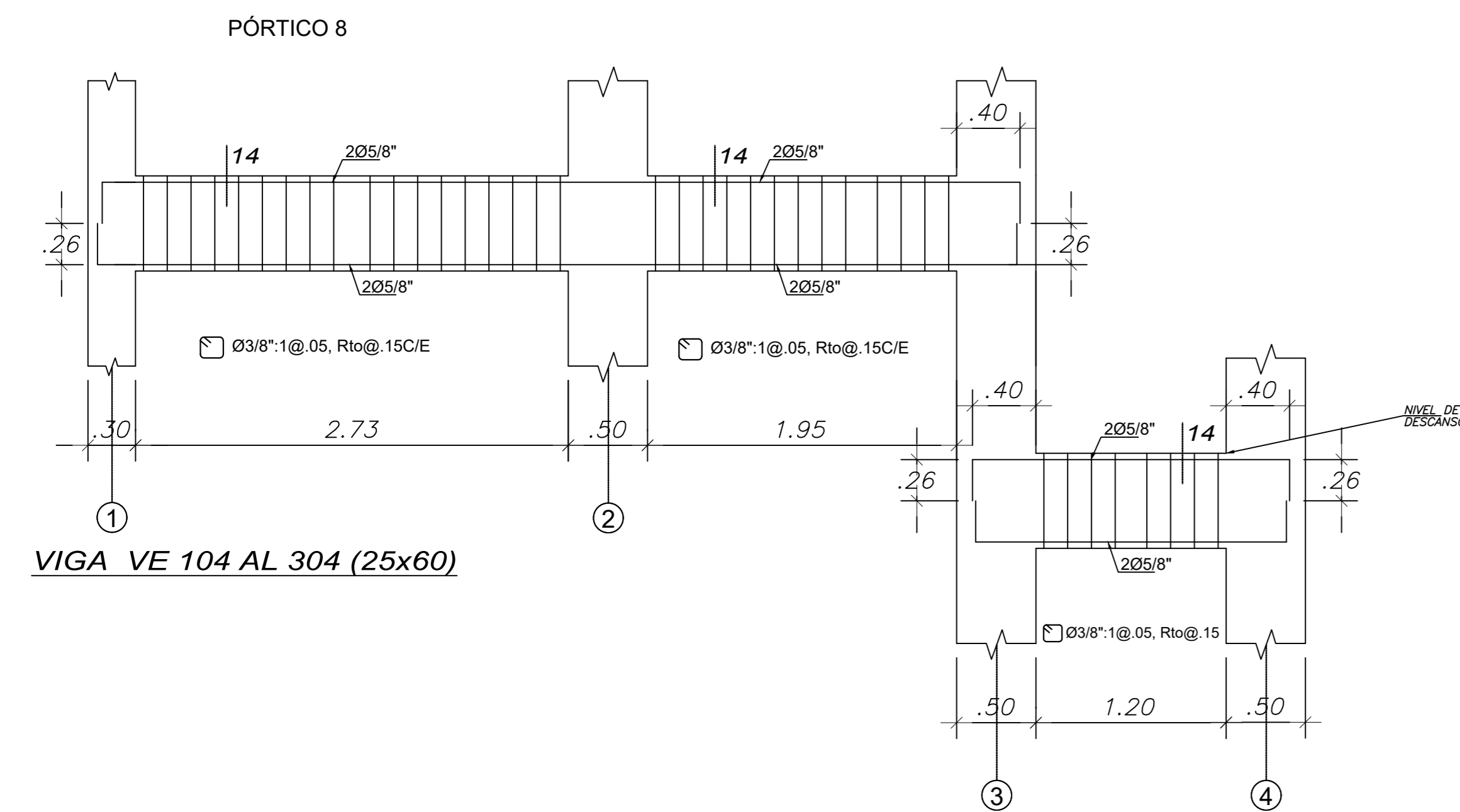


VIGA VP 402 (25x60)

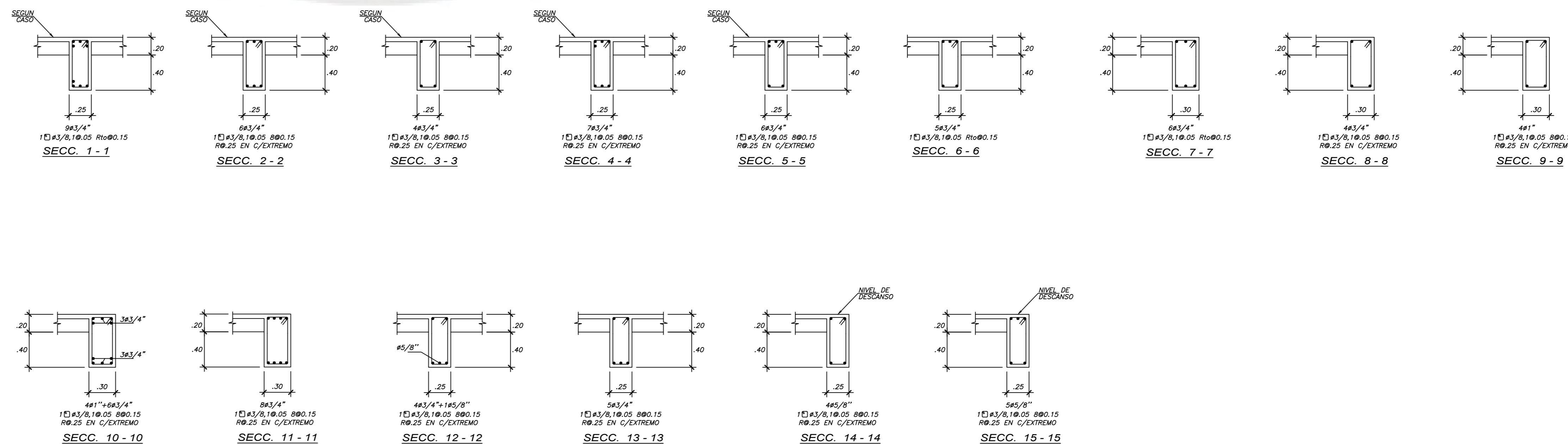
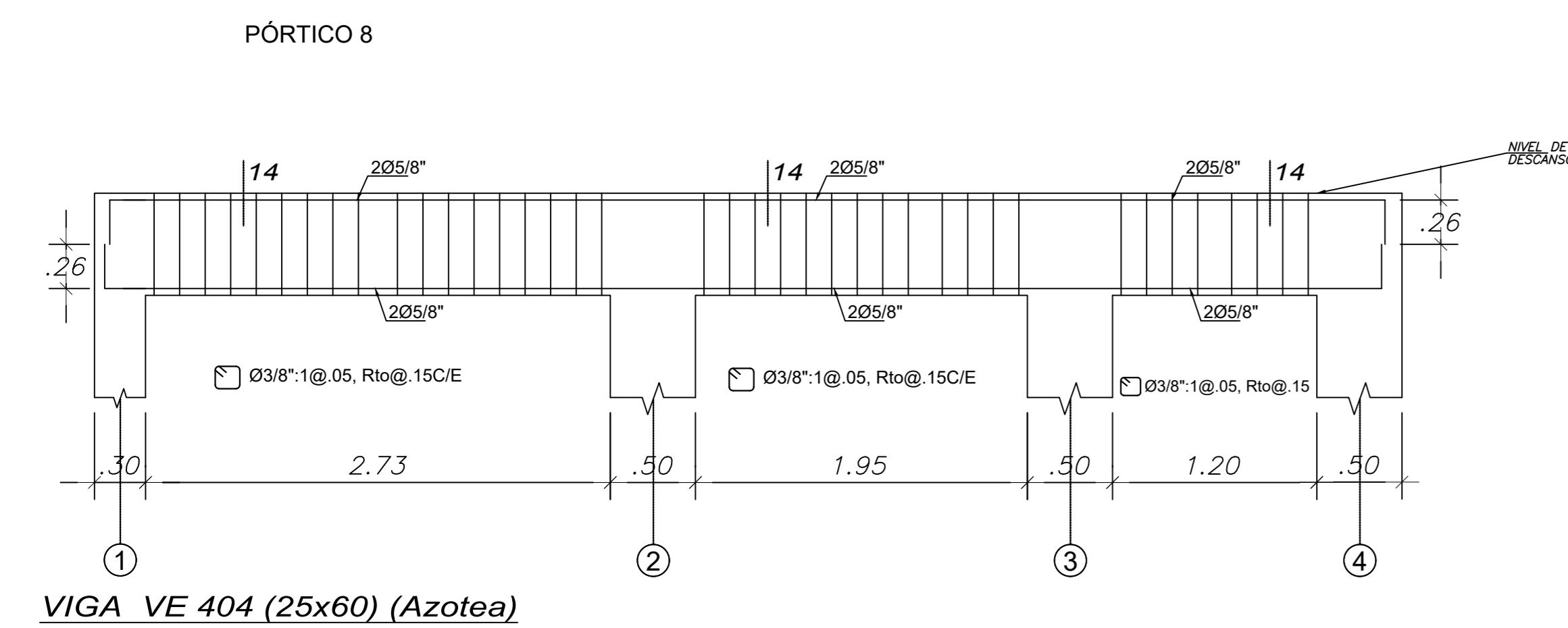


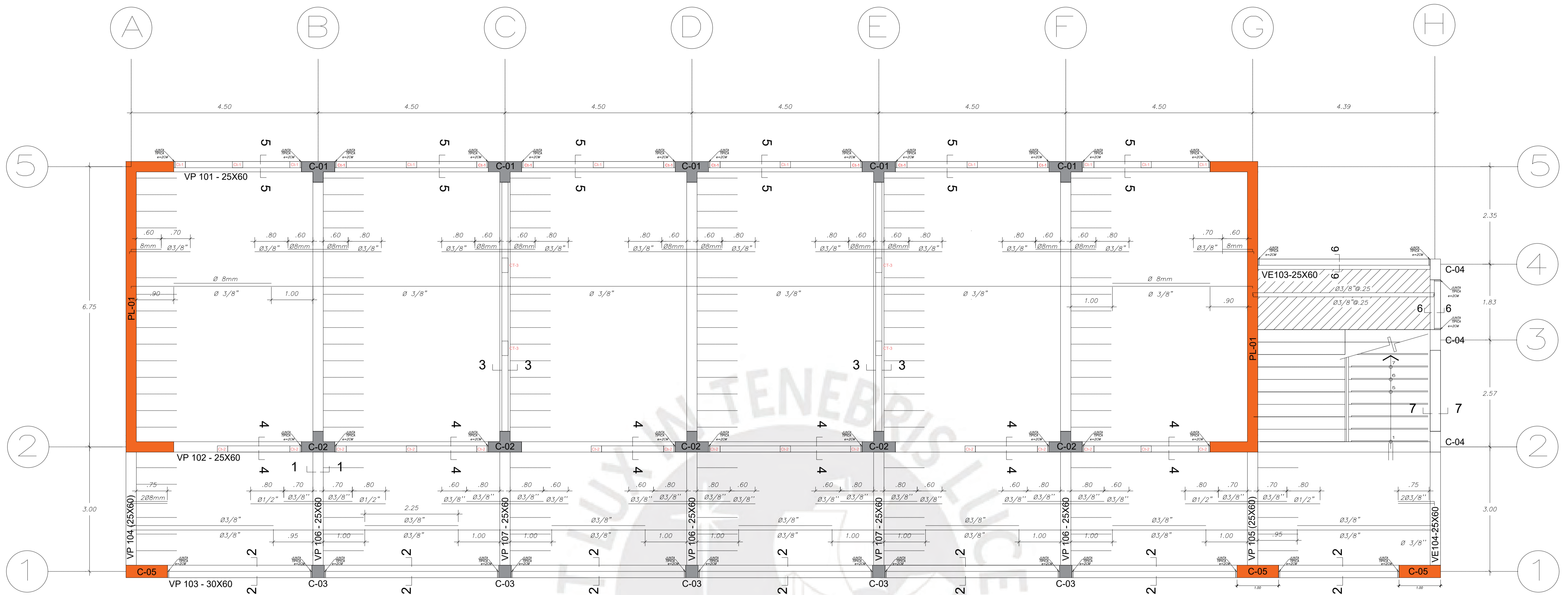


LAS VIGAS VP 406 y 407 DE LA AZOTEA DEBERÍAN SER IGUALES



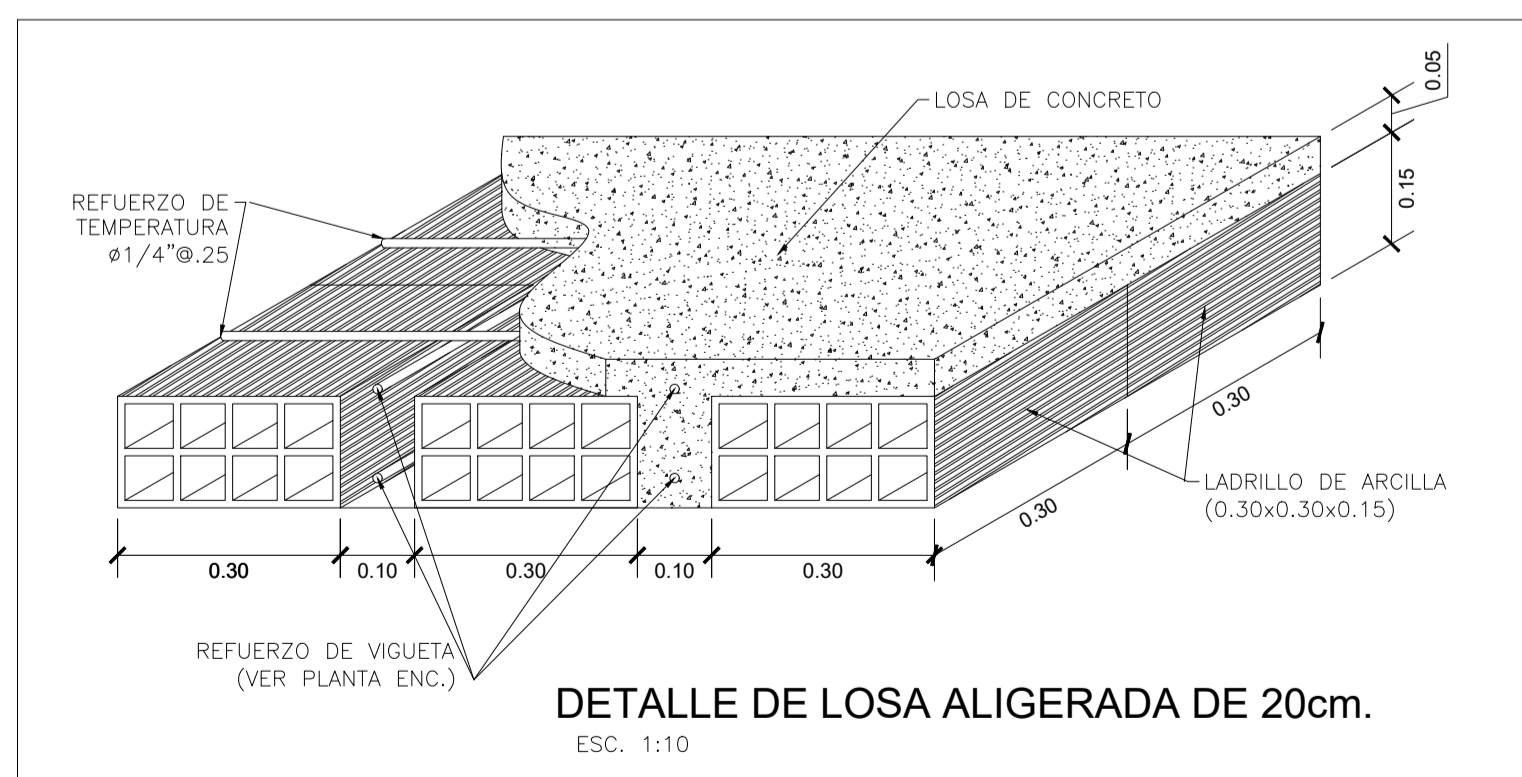
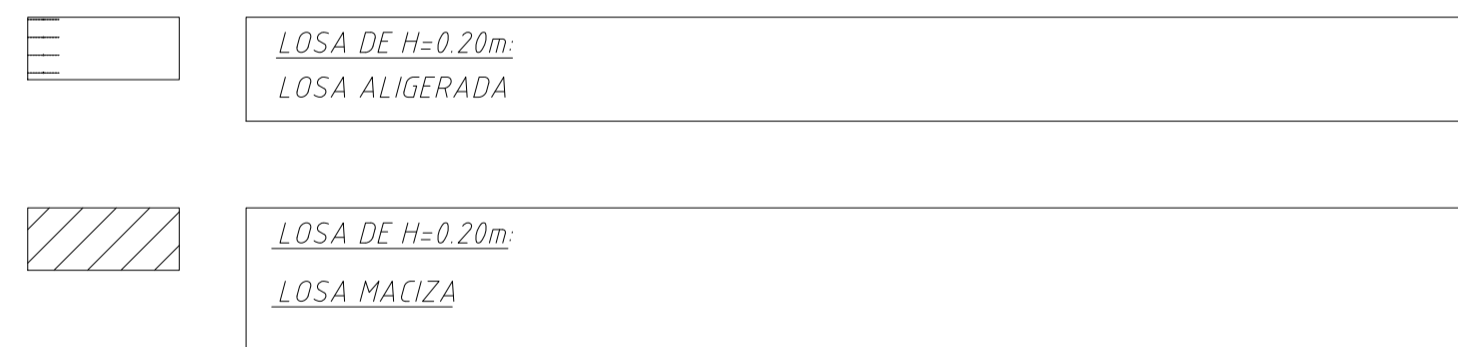
SECCIONES DE VIGAS



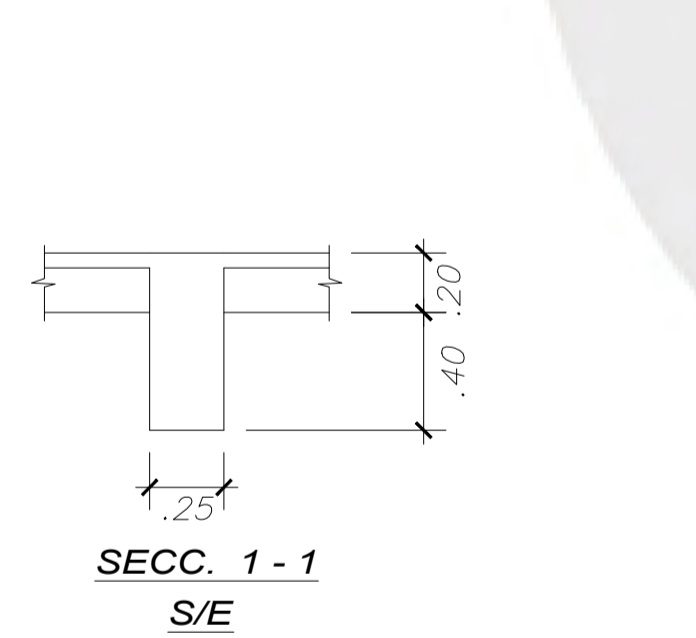


ENCOFRADO DE TECHO TÍPICO 1º, 2º Y 3º NIVEL

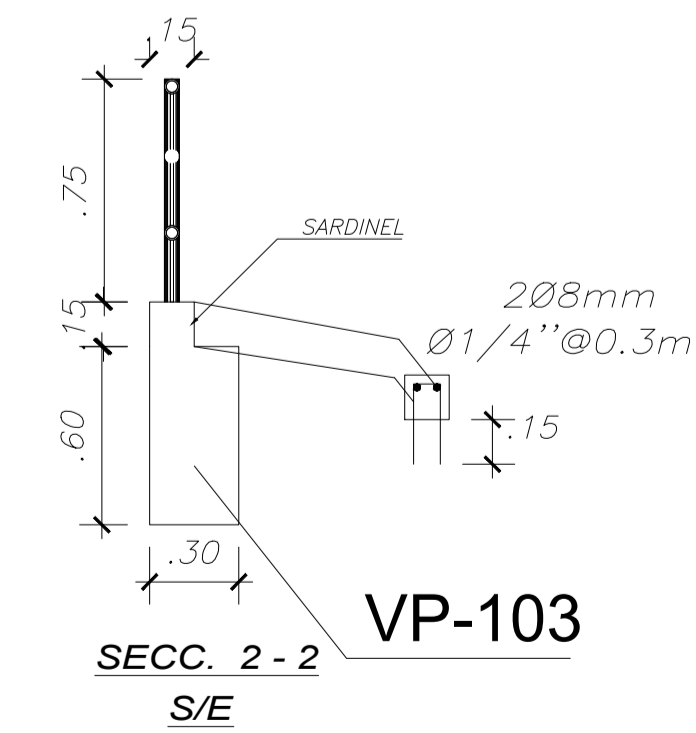
NPT +3.50, 7.00 Y 10.50 m.
 (S/C=250 kg/m²) Aulas
 (S/C=400 kg/m²) Pasadizo



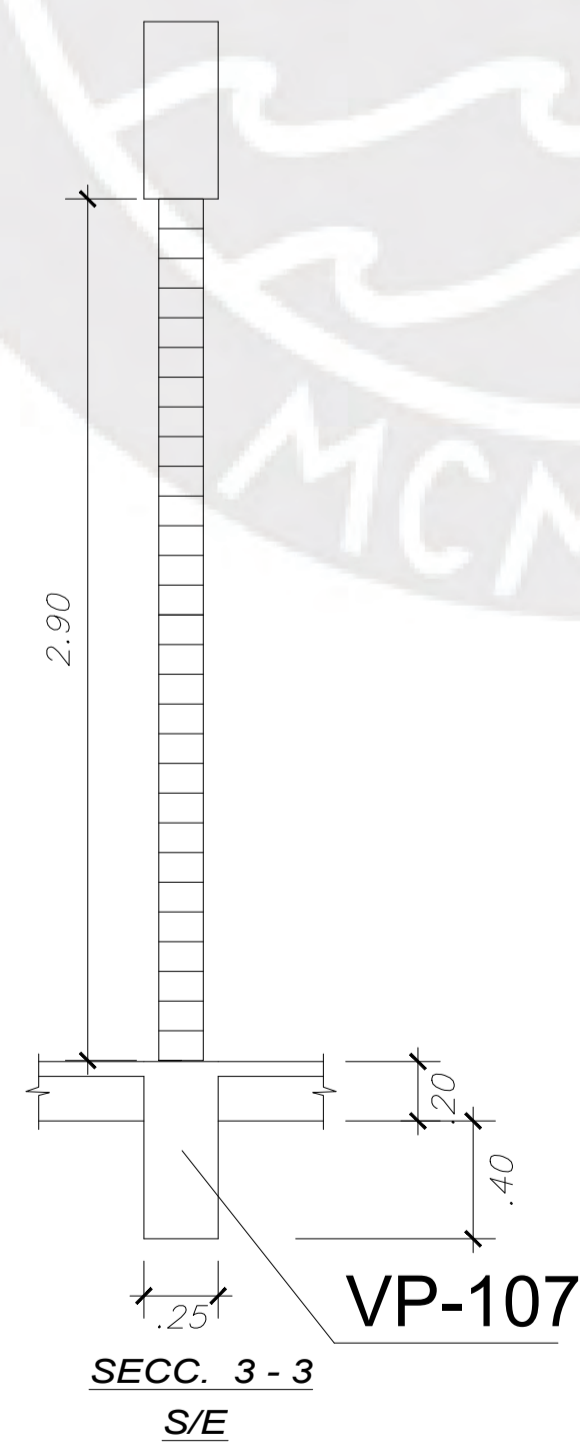
Sección de vigas y tabiquería



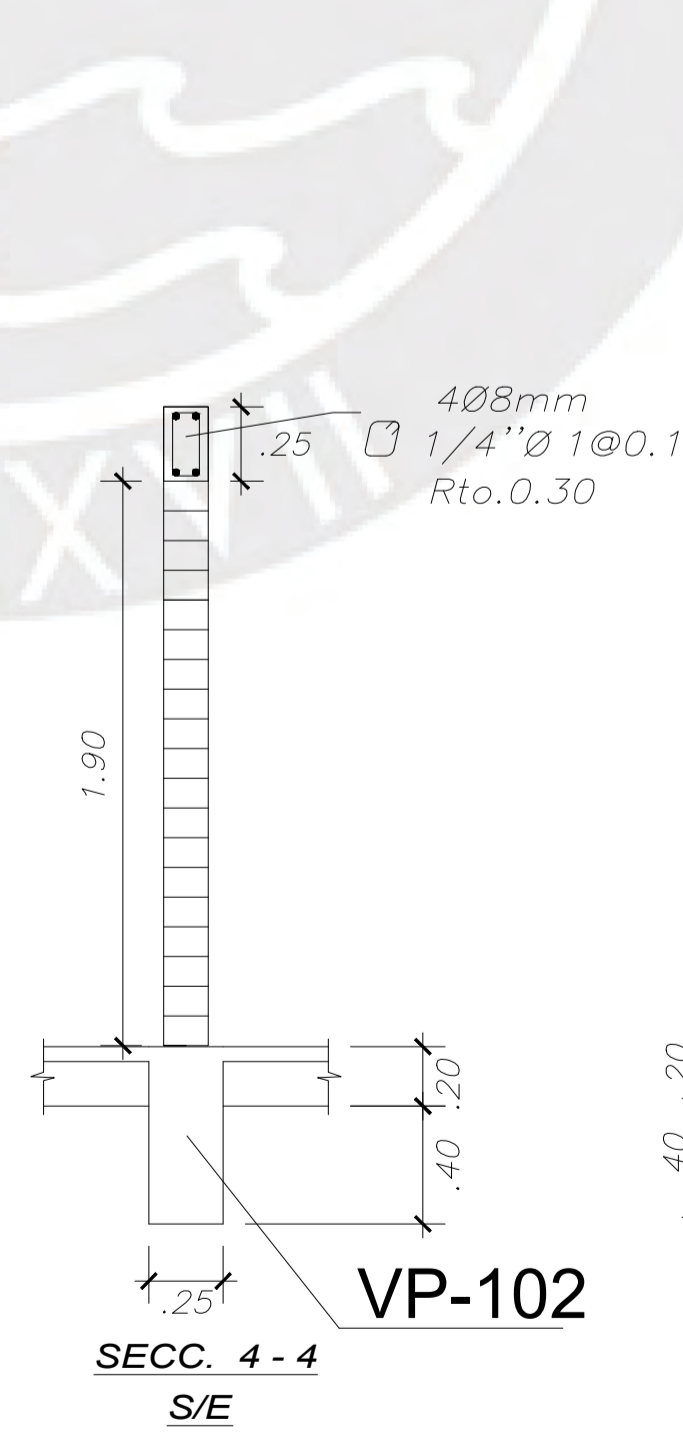
SECC. 1 - 1
S/E



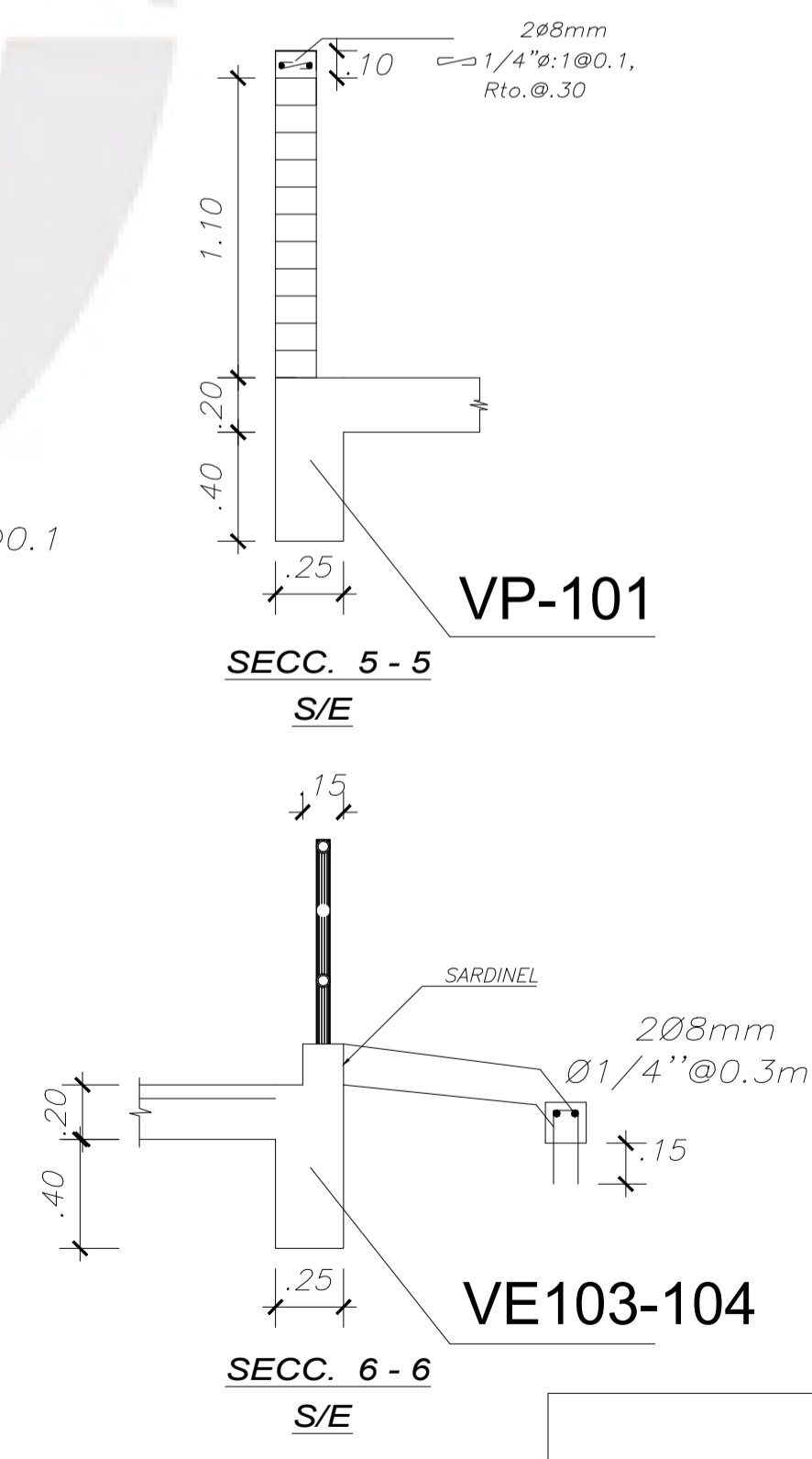
SECC. 2 - 2
S/E



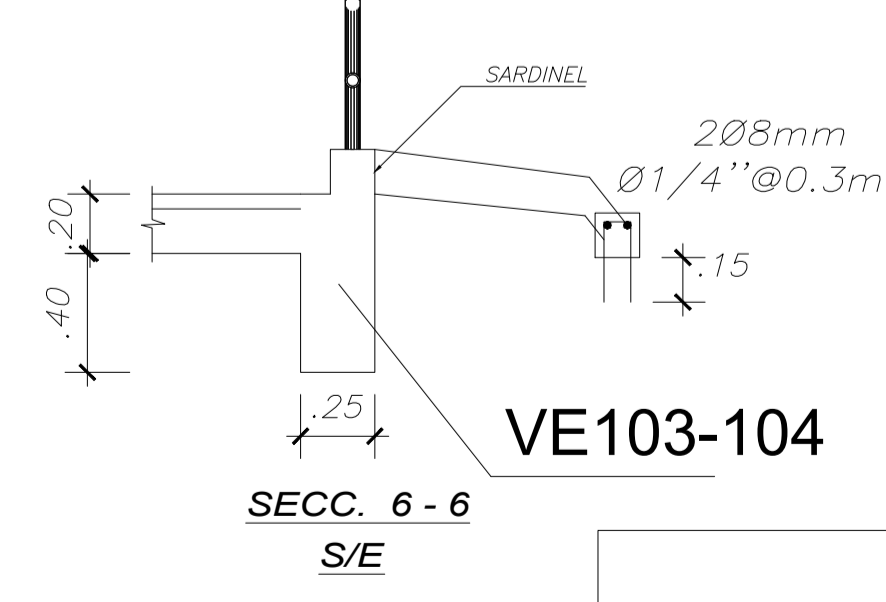
SECC. 3 - 3
S/E



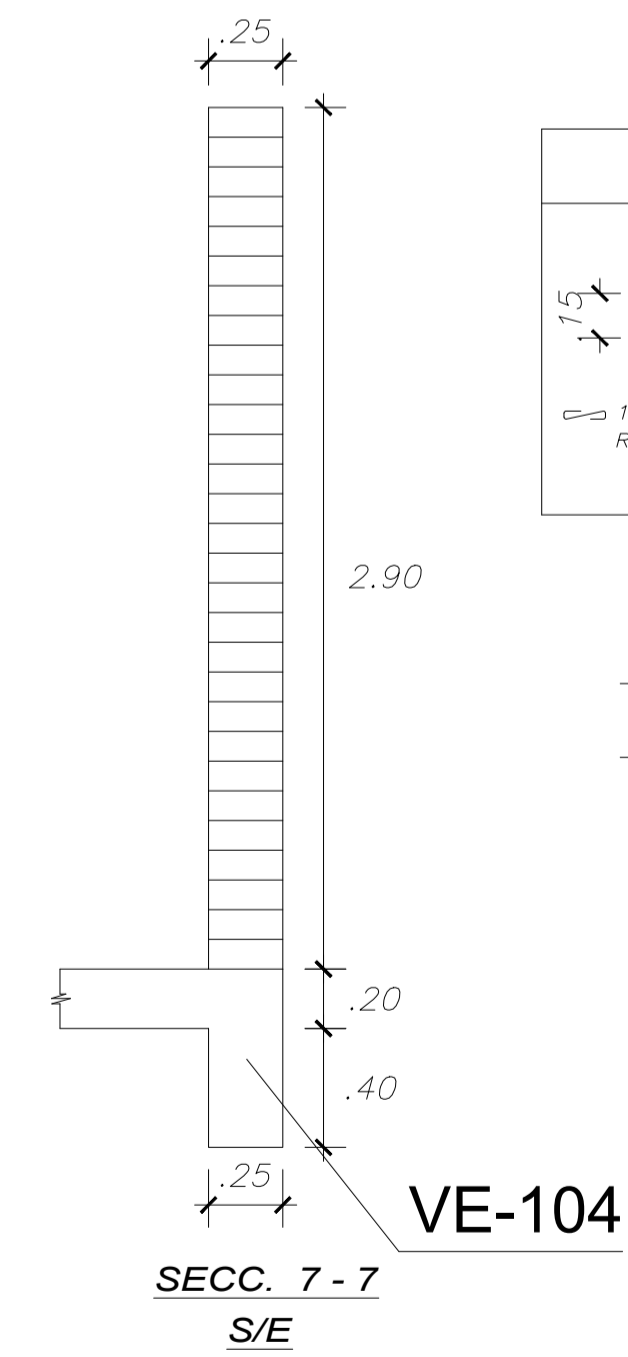
SECC. 4 - 4
S/E



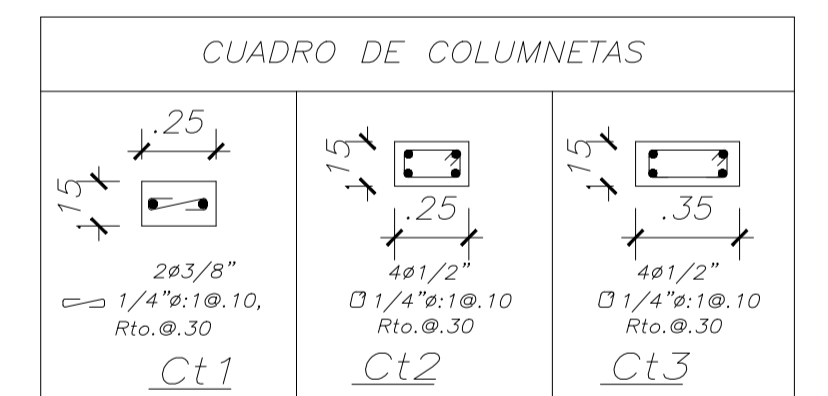
SECC. 5 - 5
S/E



SECC. 6 - 6
S/E

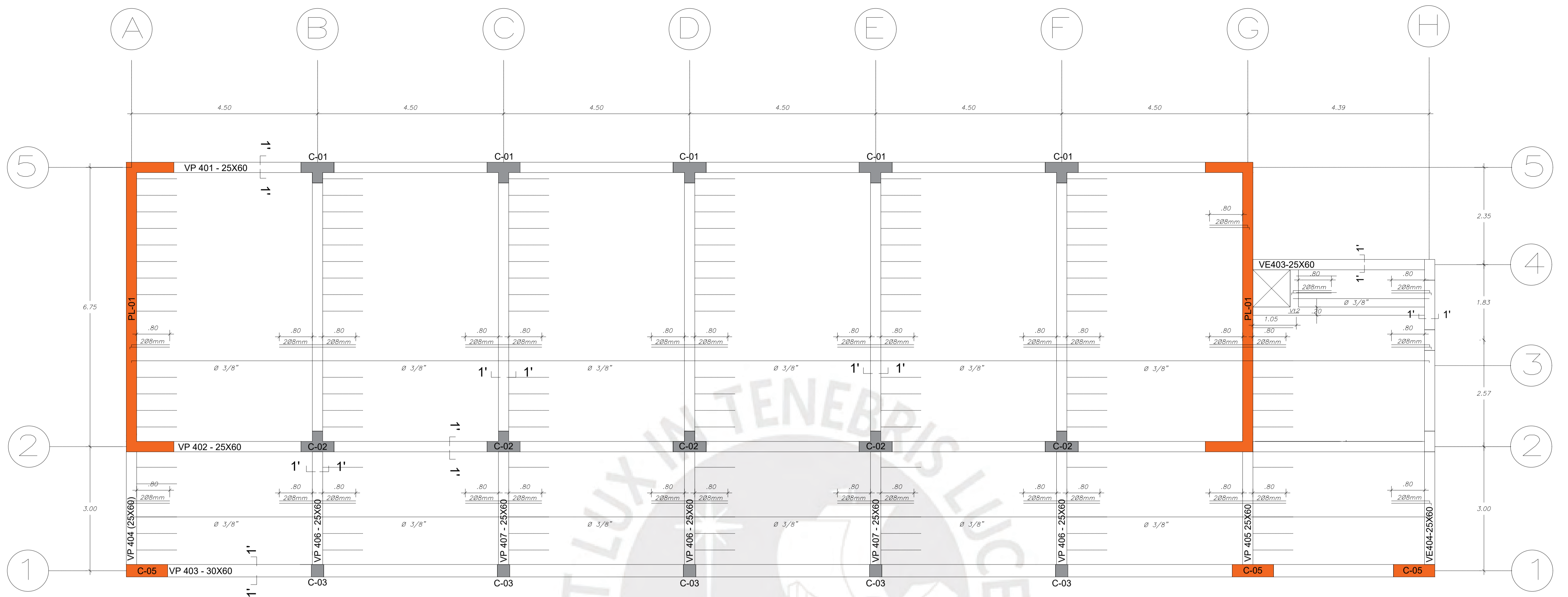


SECC. 7 - 7
S/E



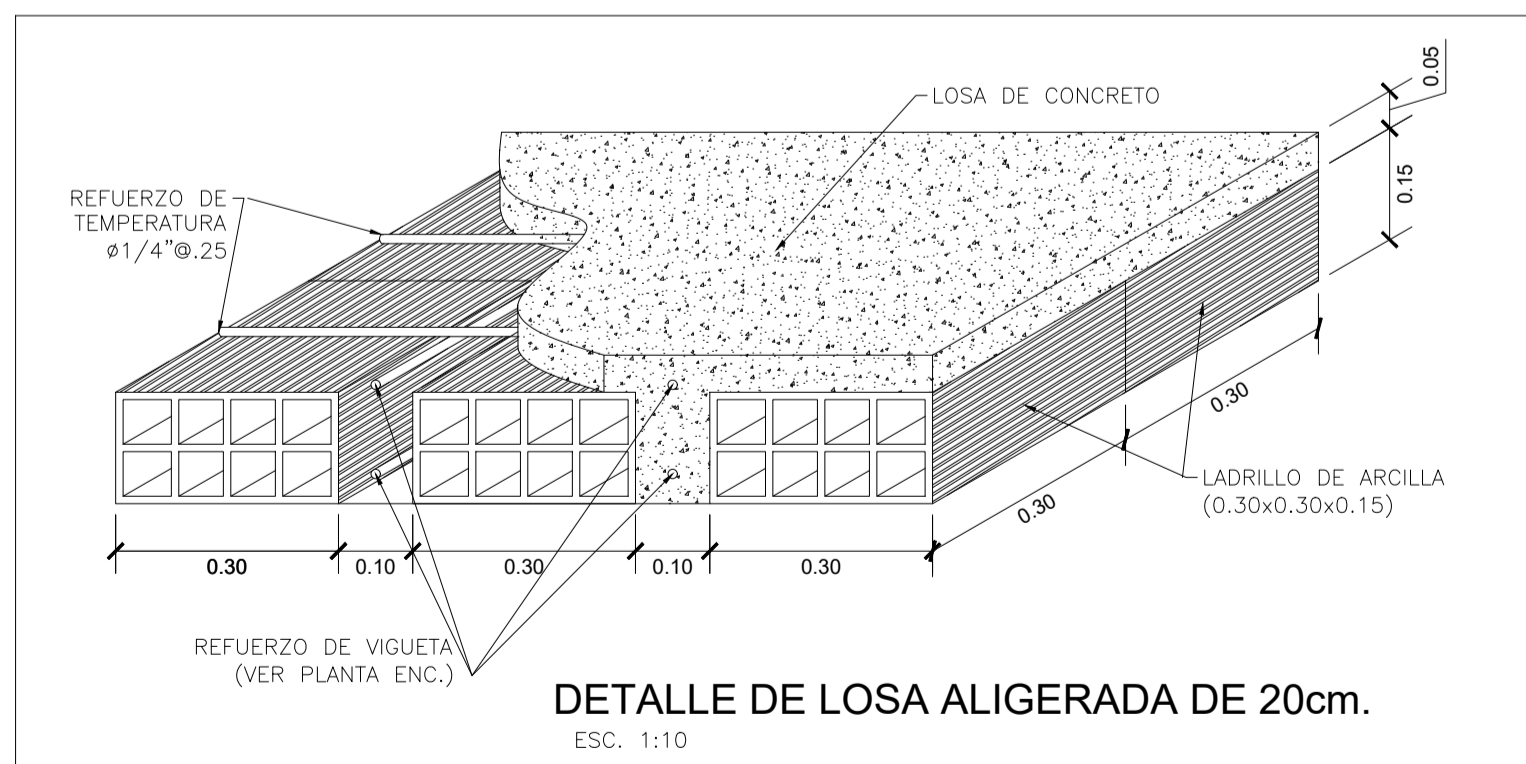
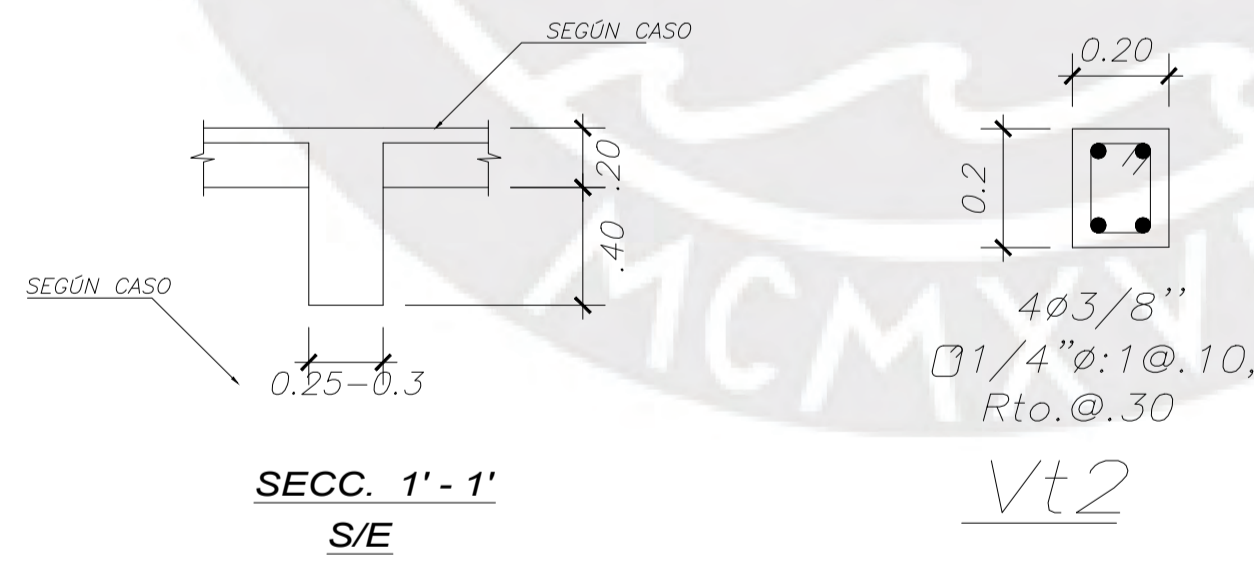
VER DETALLES DE TABIQUERIA EN LAMINA N° E-1

	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	
	PROYECTO:	PABELLÓN DE AULAS DE UN COLEGIO
	PLANO:	ENCOFRADO DE PISO TÍPICO
	DISEÑO:	LUIS CARLOS HERNANDEZ PINGLO
ESCALA:	1/50	FECHA: 10/2021
		UBICACIÓN: LINCE
		LAMINA N° E-07



ENCOFRADO DE TECHO AZOTEA

NPT 14 m.
(S/C=100 kg/m²)



	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		
	PROYECTO:	PABELLÓN DE AULAS DE UN COLEGIO	LAMINA N°
	PLANO:	ENCOFRADO DE AZOTEA	E-08
	DISEÑO:	LUIS CARLOS HERNANDEZ PINGLO	
ESCALA:	1/50	FECHA:	10/2021
		UBICACIÓN:	LINCE